

A. SCHOKLITSCH

---

# DER WASSERBAU

ERSTER BAND

# DER WASSERBAU

## EIN HANDBUCH FÜR STUDIUM UND PRAXIS

VON

ING. DR. TECHN. **ARMIN SCHOKLITSCH**

ORD. PROFESSOR DES WASSERBAUES AN DER DEUTSCHEN  
TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN BRÜNN

**ERSTER BAND**

MIT ABBILDUNG 1—708 UND TABELLE 1—74



Springer-Verlag Wien GmbH

1930

ISBN 978-3-662-42717-0      ISBN 978-3-662-42994-5 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-662-42994-5

ALLE RECHTE, INSBESONDERE DAS DER ÜBERSETZUNG  
IN FREMDE SPRACHEN, VORBEHALTEN

COPYRIGHT 1930 BY SPRINGER-VERLAG WIEN  
Ursprünglich erschienen bei Julius Springer in Vienna 1930.

MEINEM HOCHVEREHRTEN EHEMALIGEN LEHRER  
HERRN O.Ö. PROFESSOR HOFRAT DR. ING.  
PHILIPP FORCHHEIMER  
IN DANKBARKEIT  
GEWIDMET

## Vorwort

Der vorliegende „Wasserbau“ ist einerseits als Studienbehelf, andererseits als Nachschlagewerk für den ausführenden Ingenieur gedacht. Trotz der außerordentlichen Reichhaltigkeit der Literatur auf dem Gebiete des Wasserbaues, fehlte bisher eine dem heutigen Stande der Entwicklung entsprechende, geschlossene Darstellung des Wasserbaues, die es ermöglichen würde, sich rasch und hinreichend eingehend über irgendein Gebiet des Wasserbaues zu unterrichten. Diese Lücke soll der vorliegende „Wasserbau“ schließen.

Im „Wasserbau“ ist in zwei Bänden mit elf Teilen der gesamte Wasserbau mit Ausnahme des Seebaues behandelt; der erste Band enthält sechs Teile, und zwar: Meteorologie, Gewässerkunde und Hydraulik, Bodenkunde, die wichtigsten Baustoffe im Wasserbau, Wasserversorgung und Ortsentwässerung, während im zweiten Bande die fünf weiteren Teile: Stauwerke und Wasserfassungen, Wasserkraftanlagen, Meliorationen, Flußbau und Verkehrswasserbau untergebracht sind. Von den sechs Teilen des ersten Bandes, behandeln die ersten vier Wissensgebiete, die zwar nicht zum Wasserbau gehören, die mit ihm aber in so enger Beziehung stehen, daß deren Kenntnis für den Wasserbau unerläßlich ist und deren Behandlung, um Wiederholungen im Buche zu vermeiden, zweckmäßig vor die sieben Teile, die dem Wasserbau gewidmet sind, zu stellen war. Diese vier Teile behandeln die durch die Titel gekennzeichneten Wissensgebiete nur so weit, als es für den in den folgenden Teilen behandelten Wasserbau erforderlich ist. Erörterungen, die im Wasserbau nicht unmittelbar nutzbringend zu verwerten sind, habe ich tunlichst vermieden, dafür aber möglichst reichlich Erfahrungszahlen, die der entwerfende Ingenieur braucht, aufgenommen. Ich war bei der Verfassung des „Wasserbaues“ bestrebt, ein Buch zu schaffen, das die für Entwurfbearbeitungen nötigen Grundlagen liefert.

Um an Raum weitgehendst zu sparen, habe ich Erörterungen über die historische Entwicklung, deren Kenntnis zwar interessant aber nicht unbedingt erforderlich ist, unterlassen. Um auf den vorgesehenen Raum den Wasserbau hinreichend ausführlich behandeln zu können, mußte ich reichlicher als es sonst üblich ist, von Abbildungen Gebrauch machen, und ich habe besonderen Wert auf gute Photographien gelegt, die die Plandarstellungen beleben und die räumliche Vorstellung von den Bauwerken erleichtern sollen.

Durch die Aufnahme zahlreicher, bisher unveröffentlichter Arbeiten, besonders im zweiten, siebenten und achten Teile hoffe ich auch den auf dem Gebiete des Wasserbaues arbeitenden Fachgenossen Neues bieten zu können.

Am Ende jeden Abschnittes ist in einem kurzen Verzeichnis die benützte Literatur angeführt und es sind noch weitere Arbeiten, manchmal auch solche, die andere Anschauungen vertreten, angeführt, die eine Vertiefung im Studium erleichtern sollen.

Ein reiches Sachverzeichnis am Schlusse des zweiten Bandes soll ein rasches Nachschlagen erleichtern.

Meinen besonderen Dank möchte ich an dieser Stelle allen Fachkollegen, Firmen und Unternehmungen aussprechen, die mich bei der Abfassung des Buches durch Überlassung von Zeichnungen, Bildern oder sonstigen Auskünften in zuvorkommendster Weise unterstützt haben.

Dem Verlag Julius Springer, Wien, danke ich für das entgegenkommende Eingehen auf alle meine Wünsche hinsichtlich der Ausstattung des Buches.

Bei der Herstellung der Abbildungen und Durchsicht der Korrekturen haben mich in dankenswerter Weise die Assistenten meiner Lehrkanzel, Ing. V. Hawlat, Ing. M. Herzog und Ing. O. Jekel unterstützt.

Brünn, im Oktober 1929.

**A. Schoklitsch**

# Inhaltsverzeichnis zum ersten Band

## Erster Teil

### Meteorologie

	Seite
I. Der Gang der Temperatur an der Erdoberfläche .....	1
a) Der Gang der Temperatur im festen Erdboden.....	1
b) Der Gang der Temperatur in Bauwerken.....	7
c) Der Gang der Temperatur im Wasser .....	9
d) Die Erdwärme.....	14
II. Die Feuchte der Atmosphäre .....	16
III. Die Niederschläge .....	19
IV. Die Korrelationsmethode .....	34
V. Die Verdunstung.....	36

## Zweiter Teil

### Gewässerkunde und Hydraulik

A. Die Versickerung .....	41
B. Der Abfluß.....	43
1. Vereinbarte Bezeichnung der Abflüsse und der Wasserstände.....	46
2. Das Einzugsgebiet .....	47
3. Die Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß .....	48
4. Die Wasserstände und ihre Beziehungen zu den Durchflüssen .....	50
5. Die Grenzwerte des Durchflusses .....	55
6. Die Durchfluß- und die Wasserstandsvorhersagen.....	59
7. Der Abfluß des Hochwassers und anderer Anschwellungen .....	62
8. Der Seerückhalt .....	64
9. Die Bewegungsweise des Wassers .....	66
10. Die Berechnung der mittleren Geschwindigkeit .....	69
11. Besondere Widerstände der Bewegung in offenen und geschlossenen Gerinnen....	75
a) Besondere Widerstände der Bewegung in offenen Gerinnen .....	75
b) Besondere Widerstände in Rohrleitungen.....	76
12. Die Bemessung einer Heberleitung .....	77
13. Die Verteilung der Geschwindigkeiten über den Querschnitt.....	79
14. Die Messung des Durchflusses .....	83
a) In offenen Gerinnen .....	83
b) In Rohrleitungen .....	95
15. Die stationäre, ungleichformige Bewegung des Wassers.....	102
a) Die Staulinie und die Senkungslinie .....	102
b) Die Energielinie .....	106
c) Der Wasserspiegel an einem Gefällsbruch der Sohle .....	109
16. Der Pfeilerstau .....	109
17. Der Ausfluß durch Öffnungen .....	111
18. Der Erguß über ein Wehr.....	111
19. Das Streichwehr .....	116
20. Schwall und Sunk.....	117
C. Die Bemessung von Speichern.....	123
D. Die Entleerung von Weihern .....	125

	Seite
E. Die Geschiebe und die Sinkstoffe .....	126
1. Die Schleppkraft .....	126
2. Das Geschiebe und die Sinkstoffe und ihr Verhalten in fließendem Wasser.....	127
3. Die Geschiebe- und Sinkstoffbewegung in Flüssen .....	134
F. Der Flußlauf .....	142
G. Das Eis in stehenden und fließenden Gewässern .....	152
H. Das Grundwasser .....	160
1. Die Entstehung, das Verhalten und die Eigenschaften des Grundwassers.....	160
2. Die Grundwasserbewegung.....	167
3. Die Messung der Grundwassergeschwindigkeit .....	170
4. Die Grundwasserbewegung gegen Brunnen .....	171
5. Die Grundwasserparallelströmung .....	181
6. Die Sickerung durch Dämme .....	184

### Dritter Teil

#### Bodenkunde

I. Die Eigenschaften der Böden.....	188
II. Die Erkundung der Bodenbeschaffenheit .....	194
a) Das Sondieren .....	194
b) Das Schürfen.....	194
c) Das Bohren .....	194
1. Erdbohrer .....	195
2. Sandbohrer .....	196
3. Steinbohrer .....	197
4. Fangwerkzeuge .....	198
5. Futterrohre .....	198
d) Die Untersuchung des Bodens mittels physikalischer Messungen .....	199
e) Die Untersuchung des Bodens mittels physiologischer Methoden .....	200
III. Das Verhalten des Bodens unter Lasten .....	201
IV. Die Ermittlung der Tragfähigkeit des Bodens .....	212

### Vierter Teil

#### Die wichtigsten Baustoffe im Wasserbau

a) Holz.....	216
b) Eisen .....	216
c) Beton .....	220
d) Besondere Baustoffe .....	231

### Fünfter Teil

#### Wasserversorgung

I. Entwicklung, Zweck und Umfang der Wasserversorgungsanlagen ...	231
II. Der Wasserbedarf.....	234
III. Die Beschaffenheit natürlichen Wassers und guten Trinkwassers ...	237
IV. Die Untersuchung des Trinkwassers .....	241
V. Die Reinigung und Veredlung des Trinkwassers.....	243
a) Klärbecken und Filter .....	244
b) Die Enteisung .....	258
c) Die Manganbeseitigung .....	261
d) Die Entsäuerung des Wassers.....	261
e) Die Enthärtung .....	262
f) Das Entkeimen.....	263
VI. Die Wassergewinnung.....	269
a) Quellwasser .....	269
b) Grundwasser .....	274
c) Die Wassergewinnung aus Flüssen und Seen .....	295
d) Die Wasserversorgung mit Zisternenwasser.....	296



	Seite
VII. Die Wasserbehälter .....	298
a) Zweck, Größe und Aufstellungsort der Wasserbehälter .....	298
b) Bauliche Ausbildung der Wasserbehälter .....	303
1. Wasserkeller .....	303
2. Wassertürme .....	319
3. Standrohre .....	330
4. Hauswasserbehälter .....	330
c) Die besonderen Einrichtungen bei Wasserbehältern .....	331
VIII. Die Zuleitung des Wassers von der Gewinnungsstelle ins Verbrauchsgebiet .....	331
a) Die Zuleitung unter natürlichem Gefälle .....	332
b) Die künstliche Hebung des Wassers .....	333
IX. Die Verteilung des Wassers am Verbrauchsort .....	343
a) Der Entwurf des Rohrnetzes .....	343
b) Die Baustoffe der Rohrleitungen und deren Formstücke .....	351
c) Die Ausstattung des Rohrnetzes für den Betrieb .....	358
d) Die Darstellung des Entwurfes und der Bau .....	360
X. Besondere Bauwerke .....	365
XI. Die Hauswasserleitung .....	367
XII. Die Wassermessung .....	369

Sechster Teil

**Die Ortsentwässerung**

I. Zweck und Umfang der Ortsentwässerung .....	370
II. Die Ermittlung der abzuleitenden Wassermengen .....	372
III. Die Beschaffenheit der Abwässer städtischer Kanäle .....	378
IV. Die Beseitigung und Reinigung der Abwässer .....	379
a) Die unmittelbare Einleitung der Abwässer in den Vorfluter .....	379
b) Die Reinigung des Abwassers .....	383
1. Die mechanische Reinigung der Abwässer .....	383
a) Grobrechen .....	383
β) Sandfänge .....	383
γ) Fettfänger .....	388
δ) Abwassersiebe .....	388
ε) Absetzbecken .....	390
2. Die Beseitigung des Schlammes .....	393
a) Die Schlammfäulung .....	393
β) Die Bemessung der Faulräume .....	395
γ) Die bauliche Ausbildung der Kläranlagen .....	397
δ) Der Schlamm-trockenplatz .....	408
3. Die Behandlung des geklärten Abwassers .....	411
a) Natürliche biologische Verfahren .....	411
β) Künstliche biologische Reinigungsverfahren .....	412
γ) Chemische Verfahren .....	419
4. Die Hauskläranlagen .....	421
V. Die Sammlung und Ableitung der Abwässer .....	422
a) Die Hausentwässerung .....	422
b) Die Entwässerung der Straße .....	425
c) Der Entwurf des Kanalnetzes .....	429
d) Die Baustoffe für Kanäle und die Bemessung der Wandstärke .....	440
e) Die Einrichtungen für den Betrieb der Kanäle .....	447
f) Die Darstellung des Entwurfes und der Bau .....	462
VI. Besondere Bauwerke .....	469

# Inhaltsverzeichnis zum zweiten Band

## Siebenter Teil

### Stauwerke und Entnahmeanlagen

- A. Feste Stauwerke
  - I. Talsperren. — a) Staudämme. — 1. Einheitliche Dämme. — 2. Staudämme mit besonderen Dichtungen. — b) Staumauern. — 1. Schwergewichtsmauern. — 2. Bogenstaumauern. — 3. Aufgelöste Staumauern. — a) Ambursen-Sperren. — b) Gewölbereihen-Sperren. — c) Die Betriebseinrichtung der Talsperren. — d) Vor- und Bauarbeiten bei Talsperren. — e) Zerstörte Talsperren. — II. Feste Wehre. — a) Wasserdurchlässige, feste Wehre. — b) Dichte, feste Wehre. — c) Aufgelöste Wehre. — d) Heberwehre
- B. Bewegliche Stauwerke
  - I. Schützenwehre. — a) Die Ausbildung und Bemessung der Fallen. — b) Die Führung und Dichtung der Fallen. — c) Die Hebevorrichtungen der Fallen. — d) Die Pfeiler der Schützenwehre. — II. Dammbalkenwehre. — III. Nadelwehre. — IV. Walzenwehre. — V. Segmentwehre. — VI. Sektorwehre. — VII. Dachwehre. — VIII. Stauklappen
- C. Die Auswahl der Verschlusskörper und deren Anordnung im Wehrlängsschnitt
- D. Verkehrseinrichtungen an Stauwerken
- E. Die Ausbildung des Wehrunterbaues und die Gründung der Wehre
  - I. Die Kolkbildung und die Kolkabwehr unterhalb von Stauwerken. — II. Der Unterbau der beweglichen Stauwerke. — III. Die Abdichtung und die Gründung der Stauwehre
- F. Zerstörte Wehre
- G. Die Wasserfassung bei Wehren
  - I. Die Auswahl der Entnahmestelle. — II. Die Festlegung der Höhenlage der Einlaufschwelle. — III. Die Bemessung des Einlaufquerschnittes. — IV. Die Grundrißform des Einlaufbeckens. — V. Die Spülung des Wehrbereiches. — VI. Die Eisabwehr an Stauwerken. — VII. Die bauliche Ausgestaltung des Einlaufes

## Achter Teil

### Wasserkraftanlagen

- A. Die Gewinnung der Energie
  - I. Die Belastungsverhältnisse eines Kraftwerkes. — II. Das Gefälle. — III. Die Wasserwirtschaft bei Kraftanlagen
- B. Die Bauwerke der Wasserkraftanlagen
  - I. Die Triebwasserleitung. — a) Werksgräben. — 1. Die Querschnittsform und die Verkleidung des benetzten Umfanges der Werksgräben. — 2. Die hydraulische Berechnung der Werksgräben. — 3. Bauarbeiten an Werksgräben. — 4. Besondere Bauwerke an Werksgräben. — 5. Die Spülung der Werksgräben. — 6. Zerstörte Werksgräben. — b) Druckrohrleitungen. — 1. Die Berechnung des Durchmessers der Druckrohrleitung. — 2. Eiserne Druckrohre. — 3. Eisenbeton-Druckrohre. — 4. Druckrohrleitungen aus Holz. — 5. Formstücke in Druckrohrleitungen. — 6. Die Lagerung und Verankerung der Druckrohre. — 7. Die Ausrüstung der Druckrohrleitungen. — 8. Die Darstellung des Entwurfes. — Besondere Bauwerke. — 10. Zerstörte Druckrohre — c) Stollen. — 1. Freispiegelstollen. — 2. Druckstollen. — 3. Druckschächte. — 4. Vor- und Bauarbeiten bei Stollen für die Leitung von Wasser. — II. Besondere Bauwerke. — a) Das Wasserschloß. — b) Der Vorhof. — c) Die Rechen. — d) Entlastungsanlagen. — e) Entsandungsanlagen. — f) Energievernichter. — III. Das Krafthaus. — a) Das Maschinenhaus. — 1. Die Wasserkraftmaschinen. — a) Die

- Vollturbinen. —  $\beta$ ) Die Teilturbinen. —  $\gamma$ ) Die Auswahl der Turbinen. —  $\delta$ ) Die Regler der Turbinen. —  $\epsilon$ ) Der Einbau der Turbinen. — 2. Die Stromerzeuger. — 3. Der Laufkran. — 4. Die bauliche Ausgestaltung des Maschinenhauses. — b) Die Steueranlage. — c) Die Schaltanlage
- C. Besondere Wasserkraftanlagen  
 I. Pumpspeicheranlagen. — II. Grundwasserkraftanlagen. — III. Gezeitenkraftanlagen
- D. Kleinwasserkraftanlagen

## Neunter Teil

**Meliorationen**

- A. Die Bodenentwässerung  
 I. Die Entwässerung durch offene Gräben. — II. Die unterirdische Entwässerung (Dränung). — III. Pumpwerke für Entwässerungsanlagen. — IV. Die Kolmation
- B. Die Bewässerung  
 I. Die Staubewässerung. — II. Die Berieselung. — III. Die Dränbewässerung. — IV. Die Beregnung

## Zehnter Teil

**Flußbau**

- A. Die Baustoffe und die Baukörper der Flußbauten
- B. Die Flußbauwerke  
 I. Ufersicherungen. — II. Einschränkungsbauwerke. — III. Grundswellen und Geschiebesperren. — IV. Durchstiche
- C. Die Verbauung der Gewässer  
 I. Die Wildbachverbauung. — a) Die Verbauung der Hänge. — b) Die Sicherung der Hangfüße und der Ufer. — c) Die Sicherung der Sohle. — d) Die Verbauung des Schuttkegels. — e) Die Kreuzung von Wildbächen mit Verkehrswegen. — II. Die Bändigung der Gebirgsflüsse. — III. Die Regulierung der Flachlandflüsse
- D. Der Hochwasserschutz  
 I. Die Hochwasserabwehr. — II. Der Hochwasserrückhalt

## Elfter Teil

**Verkehrswasserbau**

- A. Die Wasserfahrzeuge und deren Fortbewegung
- B. Die Wasserstraßen  
 I. Natürliche Wasserstraßen. — II. Künstliche Wasserstraßen. — a) Kanalisierte Flüsse. — b) Schiffahrtskanäle. — III. Die Wasserwirtschaft an Wasserstraßen
- C. Schiffshebeanlagen  
 I. Einrichtungen für den Verkehr der Flöße über Staustufen. — II. Kammerschleusen. — a) Bauarten und Abmessungen. — b) Bemessung der Kammerwände und des Bodens. — c) Die Schleusenhäupter und die Einrichtung zum Füllen und Entleeren der Schleusen. — d) Schleusentore. — 1. Stemmtore. — 2. Klapptore. — 3. Segmenttore. — 4. Hubtore. — 5. Walzentore. — e) Einrichtungen an Schleusen zum Wassersparen. — f) Die Ausrüstung der Schleusen für den Betrieb. — III. Schiffshebwerke. — a) Schräge Bahnen. — b) Senkrechte Hebewerke. — 1. Schwimmerhebwerke. — 2. Hebewerke mit Gegengewichten
- D. Besondere Bauwerke
- E. Hafenanlagen an Wasserstraßen

## Meteorologie

Bei allen Arbeiten auf dem Gebiete des Wasserbaues spielt das in der Natur als Tag- und als Grundwasser vorkommende Wasser die größte Rolle und der Gang seiner Spiegellagen bzw. der Durchflüsse in den Gewässern muß bekannt sein, bevor überhaupt an einen wasserbaulichen Entwurf geschritten werden kann; beide hängen aber vom Gang der meteorologischen Elemente, besonders von jenem der Temperatur und der Niederschläge ab. Es ist daher zweckmäßig, im Rahmen des Wasserbaues auch jene Abschnitte der Meteorologie kurz vom technischen Standpunkt aus zu erörtern, deren Kenntnis bei der Behandlung der Fragen des Wasserbaues unerlässlich ist.

### I. Der Gang der Temperatur an der Erdoberfläche

Die Erdoberfläche empfängt ihre Wärme aus der Sonnenstrahlung und sowohl der feste Boden als auch das Wasser absorbieren weit mehr Wärme als die Luft und der Erdboden erwärmt sich überdies viel höher als diese; beide spielen daher für die Luft, die durch die Sonnenstrahlung unmittelbar nur unwesentlich erwärmt wird, geradezu die Rolle einer Wärmequelle. Die Wärmemenge, die der Erdoberfläche aus dem Erdinnern zuströmt, ist für den Wärmehaushalt auf der Erde belanglos, denn sie beträgt nur 541 Kal/m<sup>2</sup> im Jahre und reicht also gerade hin, um eine Eisschicht von 7,4 mm Dicke zu schmelzen. Trotzdem kann die Erdwärme dann, wenn man tiefer unter die Erdoberfläche vordringt, Ungelegenheiten bereiten, weil das Arbeiten bei höheren Temperaturen beschwerlich und gesundheitsschädlich ist, so daß sich der Ingenieur unter Umständen auch mit dem aus dem Erdinnern fließenden Wärmestrom befassen muß.

#### a) Der Gang der Temperatur im festen Erdboden

Die Temperatur im festen Erdboden folgt eng dem Gange der Wärmeeinstrahlung der Sonne und weist dementsprechend einen täglichen und einen jährlichen Gang auf, die am besten gesondert betrachtet werden.

Die Temperaturänderungen, die in der Erdoberfläche innerhalb eines Jahres infolge der Bestrahlung durch die Sonne auftreten, reichen nur bis in geringe Tiefen hinab; in den hohen Breiten bis etwa 25 m, in den mittleren Breiten auf 15 bis 20 m; darunter bleibt die Temperatur das ganze Jahr konstant und etwas über der mittleren Jahreslufttemperatur des Ortes. Der Gang der Bodentemperatur in verschiedenen Tiefen innerhalb eines Jahres kann anschaulich zeichnerisch durch sogenannte Thermoisoplethen (Abb. 1) dargestellt werden. Für technische Zwecke sind die Bodentemperaturen in mancher Hinsicht von Bedeutung; so interessiert vor allem die Tiefenlage der Isothermen von 0° C, weil sie angibt, wie tief der Frost in den Boden eindringt und z. B. auch der Gang der Temperatur in der Bodenschicht zwischen

1 und 2 m Tiefe, weil in ihr Wasserleitungsrohre verlegt werden und von den dort herrschenden Temperaturen die Erwärmung des Wassers in der Leitung abhängt.

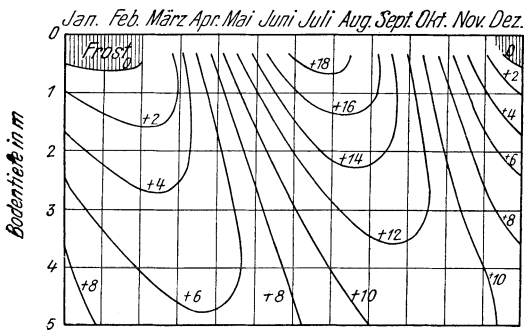


Abb. 1. Isolethen der Bodentemperatur in Königsberg (Mittel aus 14 Jahren)

Bedauerlicherweise sind systematische Bodentemperaturbeobachtungen, die für den Ingenieur verwertbar sind, nur spärlich bekannt geworden. Das Eindringen des Frostes in den Boden mögen neben der Abb. 1 einige Einzelbeobachtungen erläutern. So ist z. B. in Tiflis während fünf Beobachtungsjahren der Frost nie tiefer als 0,40 m eingedrungen, trotzdem die Temperatur der Bodenoberfläche bis auf  $-14^{\circ}\text{C}$  gesunken ist. In Brüssel drang bei einer zweimonatigen Frostdauer mit Lufttemperaturen bis  $-20,6^{\circ}\text{C}$  der Frost nur 0,70 m

tief ein, in Wien bei dreimonatiger Frostdauer mit Lufttemperaturen bis  $-20,2^{\circ}\text{C}$  nicht bis 0,80 m tief, trotzdem der Boden an der Beobachtungsstelle schneefrei gehalten worden war. In München ist in 1,2 m Tiefe die Temperatur nie unter  $+2^{\circ}\text{C}$  gesunken und in Königsberg erreichte der Frost nie die Tiefe von 1,25 m, während in Potsdam die Frostgrenze in 1,25 m Tiefe liegt. In Pawlowsk bei Petersburg reichte der Frost an schneefreien Stellen bis 1,6 m tief hinab. Eine Rasendecke ebenso wie Schnee schützen sehr wesentlich gegen Frost; so drang z. B. in Paris im Winter 1890 bis 1891 der Frost in nacktem Boden bis 0,73 m tief, unter Rasen hingegen nur 0,3 m tief ein.

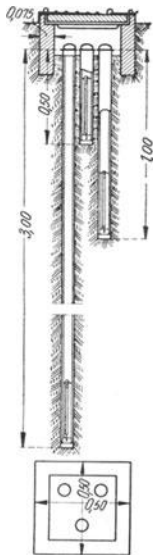


Abb. 2. Anlage zur Beobachtung der Bodentemperaturen (50 Jahre Berliner Stadtentwässerung. A. Metzuer, Berlin 1928)

In Sibirien reicht der Frost bis auf 3,5 m Tiefe hinab. Man war dort z. B. beim Bau der sibirischen Bahn gezwungen, die Bauwerke auf gefrorenem Boden zu gründen und hat die Grundkörper nur bis unter die Auftaugrenze hinabgeführt.

Wie aus den wenigen angeführten Messungen zu entnehmen ist, kann man annehmen, daß in Mitteleuropa der Frost in der Regel nicht tiefer als 1,0 m in den Boden hinabreicht. Genaueren Aufschluß über örtliche Frosttiefen zu verschiedenen Zeiten kann man sich unschwer durch Umfragen bei den Totengräbern verschaffen, den einzigen Leuten, die den ganzen Winter hindurch Grabungen bis unter die Frostgrenze durchführen.

Die Messung der Bodentemperaturen erfolgt mit Extremthermometern (Maximum-Minimumthermometern), die in Rohren (am besten aus Zink oder Holz) in verschiedene Tiefen in den Boden, etwa wie es die Abb. 2 andeutet, versenkt sind.

Der Gang der Temperatur in verschiedenen Bodentiefen läßt sich unter der Annahme berechnen, daß die Temperaturschwankung in der Erdoberfläche eine harmonische Funktion der Zeit ist. Bezeichnet  $k$  die Temperaturleitfähigkeit,  $x$  die Bodentiefe unter der Erdoberfläche,  $z$  die Zeit,  $\tau$  die Periode der Temperaturänderung, so gilt bei einem prismatischen Stab, der lotrecht aus der Erde herausgeschnitten und dessen mittlere Temperatur  $\theta^0$  ist, für den Temperaturgang die Beziehung<sup>1</sup>

$$(1) \quad \theta^0 = C e^{-x \sqrt{\frac{\pi}{k \tau}}} \cos \left( \frac{2 \pi z}{\tau} - x \sqrt{\frac{\pi}{k \tau}} \right)$$

<sup>1</sup> Vgl. z. B. Lang, Einleitung i. d. theoret. Physik, 2. Aufl. (1891). S. 911.

wobei  $C$  eine Konstante ist. Für den Temperaturgang im Boden von der mittleren Jahrestemperatur  $\bar{t}$  kann man dann schreiben

$$t^0 = \bar{t}^0 + \frac{a}{2} e^{-x \sqrt{\frac{\pi}{k \tau}}} \cos \left( \frac{2 \pi z}{\tau} - x \sqrt{\frac{\pi}{k \tau}} \right) \quad (2)$$

wobei  $a$  die Jahresamplitude der Temperatur in der Bodenoberfläche ist. Der Nullpunkt der Zeitzählung wird in den Augenblick der höchsten Bodentemperatur  $t_{\max}$  verlegt.

In der Abb. 3 ist als Beispiel der Temperaturgang in einem Boden mit der Temperaturleitfähigkeit  $k = 0,05 \frac{m^2}{\text{Tag}}$  und der mittleren Bodentemperatur  $\bar{t} = +12^\circ \text{C}$  berechnet, wenn innerhalb eines Jahres ( $\tau = 365$  Tage) die Temperatur der Bodenoberfläche zwischen  $+28^\circ \text{C}$  und  $-4^\circ \text{C}$  harmonisch schwankt; es ist dann  $a = 32^\circ \text{C}$  und für  $z$  werden Tage gesetzt. Soll die Temperaturänderung innerhalb eines Tages untersucht werden, so ist dann sinngemäß für  $\tau$  etwa 1440 min zu setzen,  $z$  in Minuten zu messen und die Temperaturleitfähigkeit in  $\frac{m^2}{\text{min}}$  auszudrücken.

Die Temperaturleitfähigkeit ist

$$k = \frac{\lambda}{c \cdot \gamma} \quad (3)$$

wobei  $\lambda$  die Wärmeleitfähigkeit,  $c$  die spezifische Wärme und  $\gamma$  das Eigengewicht bedeutet.

In der Gleichung (2) stellt  $e^{-x \sqrt{\frac{\pi}{k \tau}}}$  die Dämpfung der Temperaturamplitude in der Tiefe  $x$  vor. Beträgt die Periode eines Temperaturganges einmal  $\tau_1 = 1$  Tag, das anderemal  $\tau_2 = 365$  Tage, so kann man ausrechnen, wie tief in den Boden hinab sich diese Temperaturschwankungen fühlbar machen werden. Die Dämpfung der Amplitude des Temperaturganges muß dann in den betreffenden Tiefen  $x_1$  und  $x_2$  gleich groß sein, es muß also

$$x_1 \sqrt{\frac{\pi}{k \tau_1}} = x_2 \sqrt{\frac{\pi}{k \tau_2}} \quad (4)$$

sein, woraus sich

$$\frac{x_1}{x_2} = \sqrt{\frac{\tau_1}{\tau_2}} = \frac{1}{19,1} \quad (5)$$

ergibt. Der jährliche Temperaturgang pflanzt sich also ganz im Einklang mit der Erfahrung 19,1mal so tief in den Boden fort als ein Tagesgang.

Ähnlich wie der Gang der Sonnenstrahlung Temperaturänderungen in der Bodenoberfläche hervorruft, ruft der Gang der Temperatur des Wassers, das einen Stollen durchfließt, Temperaturschwankungen im umliegenden Gestein hervor, die Änderungen der Stollenlichtweite zur Folge haben. Diese Änderungen der Stollenlichtweite sind sehr gering und betragen meist nur Bruchteile eines Millimeters; sie müssen aber berücksichtigt werden, wenn es sich um einen Druckstollen mit betonierter Verkleidung handelt, weil auch schon so geringe Änderungen der Lichtweite des Stollens Rißbildungen in der Stollenwandung ermöglichen können.

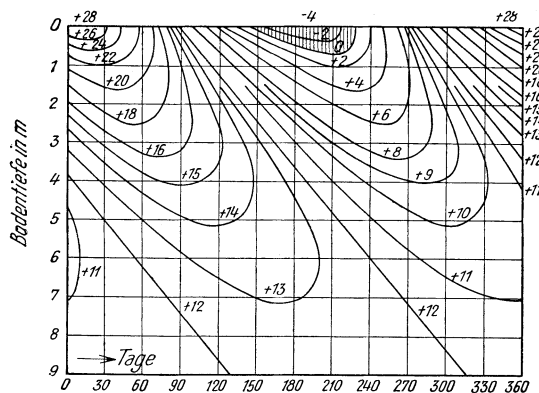


Abb. 3. Berechneter Temperaturgang im Boden. Mittlere Bodentemperatur  $\bar{t}_0 = +12^\circ$ , Grenzen der mittleren Tagestemperaturen in der Bodenoberfläche:  $+28^\circ$  und  $-4^\circ$ ; Temperaturleitfähigkeit  $k = 0,05 \frac{m^2}{\text{Tag}}$

Um den Gang der Temperatur in einem Punkte  $M$  im Umkreise des Stollens zu berechnen, wird vorerst vorausgesetzt,<sup>1</sup> daß die Temperatur dort nur von der Zeit  $z$  und von der Entfernung  $r$  des Punktes von der Stollenachse abhängt und daß der Gang der Temperatur  $t$  des Wassers und mithin auch jener der Stollenoberfläche ( $r = R$ ) nach einer harmonischen Funktion der Zeit mit dem Mittelwert  $0^\circ$  erfolgt, daß also allgemein

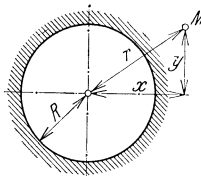


Abb. 4

$$(6) \quad t = \frac{a}{2} \cos\left(\frac{2\pi z}{\tau} + \chi\right) = \frac{a}{2} \cos \chi \cos \frac{2\pi z}{\tau} - \frac{a}{2} \sin \chi \sin \frac{2\pi z}{\tau}$$

ist, wobei  $a$  die Amplitude des Temperaturganges und  $\tau$  die Schwingungsdauer, in diesem Falle also  $1 \text{ Jahr} = 31,5 \cdot 10^6 \text{ sec}$ , bedeutet.

Die Temperaturänderung erfolgt, wenn der Fels als isotroper Körper angesehen wird, nach der Gleichung<sup>2</sup>

$$(7) \quad \frac{\partial t}{\partial z} = k \left( \frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \right)$$

wobei  $k$  die Temperaturleitfähigkeit bedeutet; mit  $r = \sqrt{x^2 + y^2}$  folgt weiter

$$(8) \quad \frac{\partial t}{\partial z} = k \left( \frac{\partial^2 t}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial t}{\partial r} \right)$$

Um diese Gleichung zu integrieren, wird nun der komplexe Ansatz

$$(9) \quad t = f(r) \cdot e^{-i \frac{2\pi z}{\tau}}$$

gemacht, in dem  $f(r)$  lediglich eine Funktion von  $r$  ist. Aus (8) und (9) folgt

$$(10) \quad \frac{\partial^2 f(r)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial f(r)}{\partial r} + \frac{i \frac{2\pi}{\tau}}{k} f(r) = 0$$

oder mit

$$(11) \quad r \sqrt{\frac{2\pi}{\tau k}} = a$$

$$(12) \quad \frac{\partial^2 f(r)}{\partial a^2} + \frac{1}{a} \frac{\partial f(r)}{\partial a} + i f(r) = 0$$

Als Integral kommt hier nur die Hankelsche Funktion in Frage; es folgt demnach

$$(13) \quad f(r) = B H_0^{(1)}(a\sqrt{i})$$

worin  $B$  einen konstanten Faktor bedeutet. Die Funktion  $H_0^{(1)}(a\sqrt{i})$ , im folgenden kurz  $H_0^{(1)}$  geschrieben, kann aus der nebenstehenden Tabelle 1 entnommen werden.

Wird

$$(14) \quad B = \bar{B} + i B$$

und

$$(15) \quad H_0^{(1)} = \bar{H}_0^{(1)} + i \bar{H}_0^{(1)}$$

gesetzt, so ergibt sich aus (9) und (13) für den Realteil der komplexen Lösung

$$(16) \quad t = (\bar{B} \bar{H}_0^{(1)} - B \bar{H}_0^{(1)}) \cos \frac{2\pi z}{\tau} + (\bar{B} \bar{H}_0^{(1)} + B \bar{H}_0^{(1)}) \sin \frac{2\pi z}{\tau}$$

Für einen bestimmten Wert von  $r = R$ , also für einen bestimmten Wert von  $a$  ( $a$  ist dimensionslos!), nehmen  $\bar{H}_0^{(1)}$  und  $\bar{H}_0^{(1)}$  bestimmte Funktionswerte an, so daß  $\bar{B}$  und  $B$  aus (16) ermittelt werden können. Wählt man  $\chi = \frac{3\pi}{2}$ , so würde für  $r = R$

$$(17) \quad t = \frac{a}{2} \sin \frac{2\pi z}{\tau}$$

<sup>1</sup> Nach einer freundlichen Mitteilung von E. Lohr, o. ö. Prof. d. Physik a. d. Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

<sup>2</sup> Vgl. z. B. G. Jäger, Theor. Physik, Bd. II, S. 99. Sammlung Göschen Nr. 77.

Tabelle 1. Hankelsche Zylinderfunktion der Ordnung 0 bei komplexem Argument<sup>1</sup>

$\alpha$	$\overline{H}_0^{(1)}$	$\overline{\overline{H}}_0^{(1)}$	$\alpha$	$\overline{H}_0^{(1)}$	$\overline{\overline{H}}_0^{(1)}$
0,0	0,5	— $\infty$	3,2	0,02202	0,03944
0,2	0,4826	—1,1033	3,4	0,01366	0,03557
0,4	0,4480	—0,6765	3,6	0,007152	0,03139
0,6	0,4058	—0,4413	3,8	0,002154	0,02605
0,8	0,3606	—0,2883	4,0	—0,001398	0,02304
1,0	0,3151	—0,1825	4,2	—0,003943	0,01917
1,2	0,2713	—0,1075	4,4	—0,005620	0,01564
1,4	0,2303	—0,05420	4,6	—0,006608	0,01248
1,6	0,1926	—0,01659	4,8	—0,007066	0,009710
1,8	0,1588	+0,009338	5,0	—0,007122	0,007309
2,0	0,1289	0,02651	5,2	—0,006893	0,005325
2,2	0,1026	0,03712	5,4	—0,006456	0,003661
2,4	0,08039	0,04290	5,6	—0,005892	0,002312
2,6	0,06136	0,04463	5,8	—0,005257	0,001243
2,8	0,04553	0,04474	6,0	—0,004594	0,0004166
3,0	0,03256	0,04267			

also

$$\overline{B} = \overline{B} \left( \frac{\overline{H}_0^{(1)}}{\overline{\overline{H}}_0^{(1)}} \right)_{r=R} \quad (18)$$

und

$$\overline{B} = \frac{a}{2} \left( \frac{\overline{H}_0^{(1)}}{\overline{H}_0^{(1)2} + \overline{\overline{H}}_0^{(1)2}} \right)_{r=R} \quad (19)$$

und daraus mit (16)

$$t = \frac{a}{2} \sqrt{\frac{\overline{H}_0^{(1)2} + \overline{\overline{H}}_0^{(1)2}}{(\overline{H}_0^{(1)2} + \overline{\overline{H}}_0^{(1)2})_{r=R}}} \cdot \sin \left( \frac{2\pi z}{\tau} + \psi \right) \quad (20)$$

und

$$\text{tang } \psi = \frac{(\overline{H}_0^{(1)})_{r=R} \cdot \overline{\overline{H}}_0^{(1)} - (\overline{\overline{H}}_0^{(1)})_{r=R} \cdot \overline{H}_0^{(1)}}{(\overline{\overline{H}}_0^{(1)})_{r=R} \cdot \overline{H}_0^{(1)} + (\overline{H}_0^{(1)})_{r=R} \cdot \overline{\overline{H}}_0^{(1)}} \quad (21)$$

Die beiden Gleichungen (20) und (21) geben für eine beliebige Stelle des Felsens im Umkreise des Stollens den Gang der Temperatur, der sich infolge eines Temperaturganges des Wassers um den Mittelwert 0° einstellen würde. Nun hat das Wasser aber eine mittlere Jahrestemperatur  $\overline{t}$ , die stets über 0° liegt. Annähernd dieselbe mittlere Jahrestemperatur wird, sobald stabile Verhältnisse eingetreten sind, auch das Gestein im nächsten Umkreis um den Stollen annehmen. Die aus Gleichung (20) errechneten Temperaturen sind daher der Jahresmitteltemperatur  $\overline{t}$  des Wassers zu überlagern und für die Gleichung (20) ist dann zu schreiben

$$t = \overline{t} + \frac{a}{2} \sqrt{\frac{\overline{H}_0^{(1)2} + \overline{\overline{H}}_0^{(1)2}}{(\overline{H}_0^{(1)2} + \overline{\overline{H}}_0^{(1)2})_{r=R}}} \cdot \sin \left( \frac{2\pi z}{\tau} + \psi \right) \quad (22)$$

Soll der Gang der Temperatur im Fels berechnet werden, den der Gang der Temperatur des durchfließenden Wassers in einem in der Entfernung  $r$  von der Stollenachse liegenden Punkte hervorruft, so brauchen nur für verschiedene  $\alpha = r \sqrt{\frac{2\pi}{\tau k}}$  die Funktionswerte  $\overline{H}_0^{(1)}$  und  $\overline{\overline{H}}_0^{(1)}$  aus der Tabelle 1 entnommen und in (21) und (22) eingesetzt werden.

In einer dünnen Bodenschicht an der Erdoberfläche spielen sich endlich die täglichen Temperaturänderungen ab; diese sind in technischer Hinsicht ohne Belang, meteorologisch aber von höchster Bedeutung, weil ja gerade diese oberste Boden-

<sup>1</sup> Jahnke E. und Emde F.: Funktionstabellen mit Formeln und Kurven. B. G. Teubner, Leipzig 1909, S. 139.



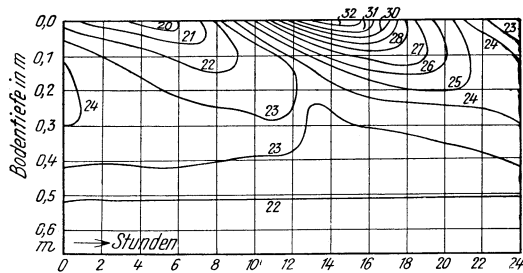


Abb. 5. Isoplethen der Bodentemperaturen innerhalb eines Tages im Juli in Belgrad

schicht die Hauptwärmequelle für die darüberliegenden Luftschichten bildet. Auch der Gang der Bodentemperaturen innerhalb eines Tages kann, wie es die Abb. 5 veranschaulicht, durch Isoplethen übersichtlich dargestellt werden. Alle einschlägigen Messungen haben ergeben, daß die täglichen Temperaturänderungen in den Boden nur etwa 0,40 bis 0,60 m tief eindringen. Die niedrigsten Bodentemperaturen innerhalb eines Tages stellen sich um Sonnenaufgang, die höchsten etwa zwischen 13 und 14 Uhr ein.

Tabelle 2. Wärmeeigenschaften von Gesteinen und Böden

Stoff	Temperaturleitfähigkeit $k$ $\frac{\text{m}^2}{\text{Tag}}$	Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ $\frac{\text{Kal}}{\text{m, Tag, }^\circ\text{C}}$	Spezifische Wärme $c$ $\frac{\text{Kal}}{\text{kg, }^\circ\text{C}}$	Eigengewicht $\gamma$ $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Andesit.....	0,1070 bis 0,1089	59,616	0,199	2750 bis 2800
Basalt .....	0,0421 ,, 0,1046	27,648 bis 57,888	0,205	2700 ,, 3200
Bimsstein .....	0,0240 ,, 0,0584	5,184	0,240	370 ,, 900
Dolomit .....	0,0461 ,, 0,0888	30,240 bis 56,160	0,222	2850 ,, 2950
Feldspat .....	0,0940 ,, 0,0978	50,112	0,205	2500 ,, 2600
Feuerstein .....	0,0353 ,, 0,0379	20,736	0,210	2600 ,, 2800
Gips .....	0,0434 ,, 0,0474	26,784	0,257	2200 ,, 2400
Gneis .....	0,0898 ,, 0,1689	47,520 bis 79,488	0,196	2400 ,, 2700
Granit .....	0,0059 ,, 0,1416	3,456 ,, 68,256	0,192	2510 ,, 3050
Kalkspat .....	0,0767 ,, 0,1488	43,200 ,, 77,760	0,201	2600 ,, 2800
Kalkstein.....	0,0939 ,, 0,1408	57,888 ,, 75,168	0,217	2460 ,, 2840
Kreide .....	0,0357 ,, 0,0515	19,008	0,205	1800 ,, 2600
Marmor .....	0,0168 ,, 0,0794	10,368 bis 43,200	0,216	2520 ,, 2850
Orthoklas .....	0,0980 ,, 0,0995	47,520	0,188	2540 ,, 2580
Porphyr .....	0,1324 ,, 0,1519	72,576	0,199	2400 ,, 2800
Quarz .....	0,0130 ,, 0,0681	7,776 bis 36,288	0,213	2500 ,, 2800
Sandstein .....	0,0377 ,, 0,1973	20,736 ,, 95,493	0,220	2200 ,, 2500
Steinkohle .....	0,0050 ,, 0,0092	2,592 ,, 3,456	0,312	1200 ,, 1400
Syenit .....	0,0682 ,, 0,0735	38,016	0,199	2600 ,, 2800
Tonschiefer .....	0,0259 ,, 0,0428	16,416 bis 25,920	0,220	2760 ,, 2880
Tuffstein .....	0,0783 ,, 0,1205	51,840	0,331	1300 ,, 2000
Boden in Königsberg .....	0,048	—	—	—
„ „ München .....	0,069	—	—	—
„ „ Tiflis.....	0,044	—	—	—
Humus.....	0,0039 bis 0,0049	2,592	0,443	1200 bis 1500
Lehm, trocken .....	0,0059 ,, 0,0063	2,851	0,300	1500 ,, 1600
„ ganz durchfeuchtet....	0,0170 ,, 0,0213	18,144	0,510	1670 ,, 2100
Sandhaltiger Lehm, trocken...	0,0055 ,, 0,0066	4,838	0,490	1500 ,, 1800
Sandhaltiger Lehm, ganz durch-				
feuchtet .....	0,0176 ,, 0,0230	27,648	0,750	1600 ,, 2100
Ton (Kaolin).....	0,0312 ,, 0,0471	18,144 ,, 19,008	0,224	1800 ,, 2600
Torferde, trocken .....	0,0243 ,, 0,0309	2,333	0,148	510 ,, 650
Torferde, ganz durchfeuchtet ..	0,0081 ,, 0,0162	9,504	0,902	650 ,, 1300
Asbest .....	0,0025 ,, 0,0063	1,382 bis 2,592	0,195	2100 ,, 2800
Beton .....	0,0240 ,, 0,0350	15,600 ,, 16,800	0,270	1800 ,, 2450
Beton, 10% feucht .....	0,0385 ,, 0,0430	24,960	0,270	2150 ,, 2400
Fluhsand, 0 bis 11% feucht ...	0,0133 ,, 0,0469	6,480 bis 23,040	0,323	1520 ,, 1540
Quarzsand, fein, trocken.....	0,0063 ,, 0,0368	2,592 ,, 11,232	0,191	1600 ,, 1650

In verschiedenen Bodenarten verläuft der Gang der Temperaturen sehr verschieden; er hängt ja von der Temperaturleitfähigkeit und der Feuchtigkeit des Bodens ab. Felsboden nimmt während der Sonnenbestrahlung weitaus mehr Wärme auf als anderer Boden, am wenigsten Moorboden, da bei diesem viel Wärme als Verdunstungswärme verloren geht.

Im Sommer nimmt der Boden bei Tag Wärme aus der Sonnenstrahlung auf und gibt in der Nacht einen Teil wieder ab; der Rest bleibt im Boden gespeichert und wird erst wieder während der kälteren Jahreszeit allmählich ausgestrahlt. Die Bedeutung der vom Boden abgegebenen Wärme ergibt sich aus der Tatsache, daß durch 1 Kal etwa 3,3 m<sup>3</sup> Luft um 1° C erwärmt werden, daß also z. B. 1 m<sup>3</sup> Boden vom Eigengewicht  $\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$  und der spezifischen Wärme  $c = 0,20 \frac{\text{Kal}}{\text{kg}, ^\circ\text{C}}$  beim Abkühlen um 1° 1122 m<sup>3</sup> Luft um 1° erwärmen kann.

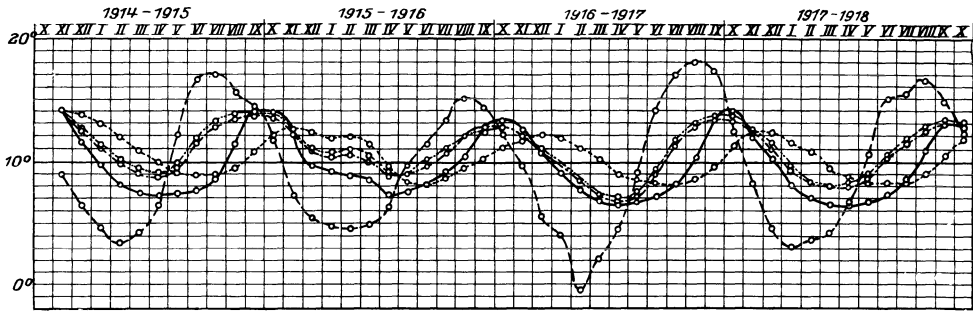
### b) Der Gang der Temperatur in Bauwerken

Ähnlich dem täglichen und dem jährlichen Gange der Temperatur in der obersten Schicht des festen Erdbodens verläuft auch der Gang der Temperatur in Bauwerken. Bei der Betrachtung der Bauwerkstemperaturen muß allerdings die erste Zeit nach Vollendung des Baues ausgeschaltet werden, weil bekanntlich beim Abbinden des Betons Wärme frei wird, die Temperatursteigerungen im Innern der Bauwerksteile von 30 bis 50° C hervorrufen können.

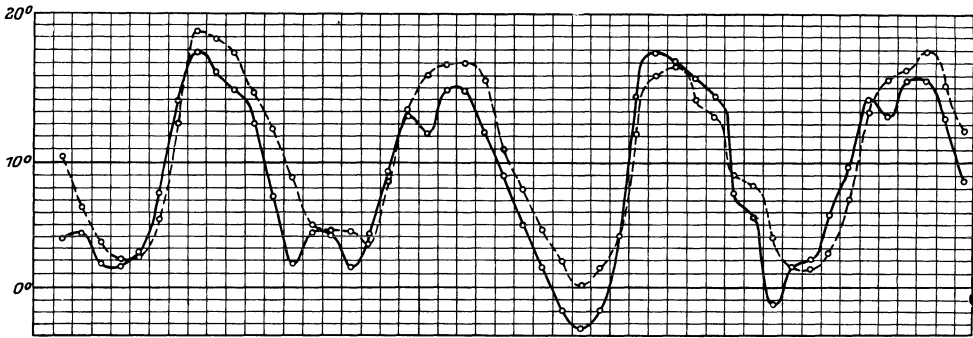
Der Temperaturgang in Bauwerken übt auf die Spannungsverteilung einen Einfluß aus, der vielfach nicht vernachlässigt werden darf; im Wasserbau spielt er eine besondere Rolle bei Bauwerken, die wasserdicht sein müssen, wie z. B. bei Talsperren, Eisenbetonrohren, Kanalbrücken, Behältern u. dgl. Bei der Betrachtung des Temperaturganges in Bauwerken ist es zweckmäßig, zwischen dünnwandigen und dickwandigen zu unterscheiden. In dünnwandigen sind die Temperaturunterschiede innerhalb eines Querschnittes unerheblich und das Bauwerk wird ziemlich gleichmäßig erwärmt oder abgekühlt. In dickwandigen Bauwerken weist die Temperatur in verschiedenen Teilen eines Querschnittes größere Unterschiede auf, die Schubspannungen hervorrufen und es treten überdies Längenänderungen des ganzen Bauwerkes auf. Die Längenänderungen und deren Folgen sind bei größeren Bauwerken sehr bedeutend; so hat man z. B. an der 655 m langen Boontonsperre, deren Längenänderungen 26 cm betragen sollten, alle 30 m Risse beobachtet, deren Gesamtbreite zeitweise 9 cm beträgt. An der Assuansperre beträgt die Breite der Risse 5 cm. Als Beispiel für den Gang der Temperatur in einer Talsperre seien die Messungen an der Waldecker Talsperre in der Abb. 6 dargestellt.

Ähnlich den Beobachtungen im festen Boden erleiden die äußersten Bauwerkschichten tägliche Temperaturänderungen, die z. B. bei Talsperren an der Luftseite größer sind als an der Wasserseite, besonders wenn die Luftseite der Sonne zugekehrt ist. Die Schwankungen sind größer bei dunkler Färbung der Mauer. Weiter im Innern ist nur mehr ein jährlicher Temperaturgang wahrzunehmen.

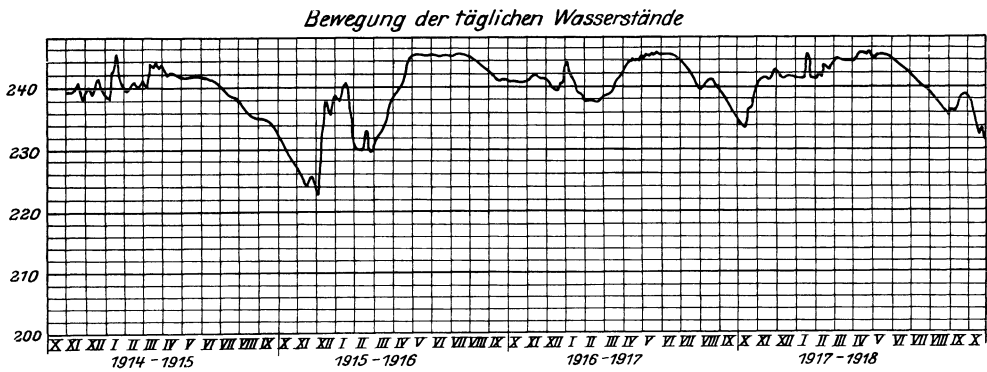
Die Größe der Amplitude des Temperaturganges in der Bauwerksoberfläche, die ja für die Fortpflanzung der Wärmewellen ins Innere maßgebend ist, hängt von der Stellung der Oberfläche gegen die Sonne, von ihrer Beschaffenheit und Farbe ab. Bei leeren schwarzen Eisenrohren, die der Sonnenstrahlung ausgesetzt sind, muß mit einer Jahresamplitude von wenigstens 70° C gerechnet werden. In Beton, der vor der Sonnenstrahlung geschützt ist, ist die Jahresamplitude etwas geringer als jene der mittleren Lufttemperatur, während auf bestrahlten Flächen die Amplitude jene der mittleren Lufttemperatur weit übertreffen kann.



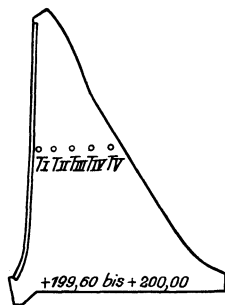
————— Meßstelle T<sub>I</sub>    - - - - - Meßstelle T<sub>III</sub>    - - - - - Meßstelle T<sub>V</sub>  
 - - - - - Meßstelle T<sub>II</sub>    ······ Meßstelle T<sub>IV</sub>  
 a Temperaturen in der Mauer



————— Lufttemperatur    - - - - - Wassertemperatur  
 b Außentemperaturen



c Wasserstände



d Die Temperaturmeßstellen

Abb. 6. Temperaturmessungen an der Waldecker Talsperre. (Aus N. Kelen, Die Staumauern)

## c) Der Gang der Temperatur im Wasser

Bei der Betrachtung des Temperaturganges im Wasser muß zwischen stehendem, fließendem und Quell- und Grundwasser unterschieden werden.

Die Erwärmung der Wassermassen der Seen ist noch wenig erforscht. Wie beim festen Erdboden, kommt auch bei den Seen als Wärmequelle im wesentlichen nur die Sonnenstrahlung in Betracht; die Erdwärme spielt auch hier keine Rolle und durch Leitung empfängt das Wasser aus der Luft auch nur ganz geringfügige Wärmemengen, da die spezifische Wärme des Wassers rund 3570 mal so groß ist wie jene der Luft, d. h., daß zur Erwärmung von 1 m<sup>3</sup> Wasser um 1° C 3570 m<sup>3</sup> Luft sich um 1° C abkühlen müßten.

Während nun beim festen Erdboden nur die oberste Bodenschicht unmittelbar von den Sonnenstrahlen erwärmt wird, dringen beim Wasser die Sonnenstrahlen bis in größere Tiefen vor und erwärmen die ganze durchstrahlte Schicht, wobei sich aber die Temperatur der Oberfläche am meisten erhöht. Infolge der Erwärmung dehnt sich das Wasser aus und schichtet sich nach seinem Eigengewicht, was bei reinem Wasser gleichbedeutend ist mit einer Schichtung nach der Temperatur. Diese Temperaturschichtung ist in zahlreichen Alpenseen durch Temperaturlotung festgestellt worden; bei diesen Messungen wurde überraschenderweise in Tiefen zwischen 5 und etwa 25 m stets ein plötzlicher, starker, sprungweiser Rückgang der Temperatur festgestellt (Abb. 7). Die Schicht, in der dieser starke Temperaturrückgang erfolgt, wird Sprungschicht genannt; in ihr geht die Temperatur auf einem Tiefenmeter oft um mehrere Grade zurück. Unter der Sprungschicht sinkt die Temperatur wieder langsam und nähert sich bei genügend tiefen Seen 4° C, bei welcher Temperatur das Wasser bekanntlich seine größte Dichte hat.

Die Entstehung dieser Sprungschicht hat seit ihrer Entdeckung durch E. Richter die Seenforscher lebhaft beschäftigt; sie kann am einfachsten erläutert werden, wenn man von der Temperaturgleichheit ausgeht, wie sie etwa nach dem Auftauen der Eisdecke im Frühjahr besteht. Um diese Zeit liegt die Temperatur im ganzen Seebecken in allen Tiefen bei 4° C und es beginnt nun die Erwärmung, die von der Oberflächenschicht ausgehend langsam in die Tiefe vordringt. Soweit im Frühjahr und Sommer die Sonnenstrahlen ins Wasser eindringen, soweit findet eine wesentliche Erhöhung der Temperatur statt. Die Erwärmung des Wassers ist, wenn Sinkstoffe das Wasser trüben, größer als bei klarem Wasser, doch reicht sie dann, wie Messungen gezeigt haben, nicht so weit hinab.

In der Oberflächenschicht wird das Wasser tagsüber am stärksten erwärmt, strahlt dort aber bei Nacht auch am meisten Wärme aus; der tägliche Gang ist daher im Spiegel am meisten merkbar, wie z. B. die Messungen am Wörthersee am 2. und 3. August 1890 deutlich erkennen lassen (Abb. 8). Wellengang, vom Wind hervorgerufene Strömungen sowie Zirkulationsbewegungen infolge der nächtlichen Aus-

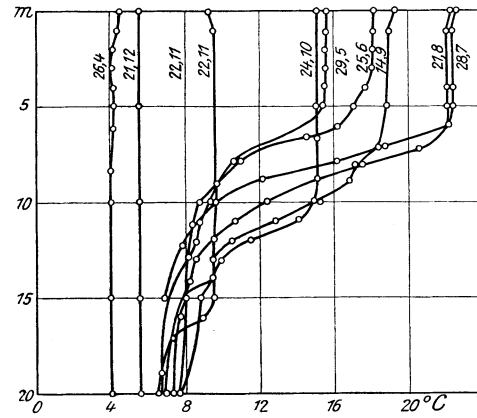


Abb. 7. Temperaturen im Wörthersee in verschiedenen Tiefen im Jahre 1909

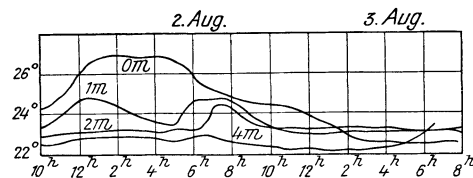


Abb. 8. Gang der Oberflächentemperaturen im Wörthersee (2. bis 3. Aug. 1890)

strahlung durchmischen das Wasser in der Oberflächenschicht so gründlich, daß in den Morgenstunden, bevor die neuerliche Erwärmung einsetzt, innerhalb der ganzen Schicht fast konstante Temperatur herrscht.

Ähnlich wie in der Luft, werden die Sonnenstrahlen auch im Wasser filtriert. Rote und ultrarote Strahlen werden schon von einer sehr dünnen Oberflächenschicht absorbiert, während blaue Strahlen bis in große Tiefen vordringen und z. B. im Ozean noch in 1500 m Tiefe photographisch nachgewiesen werden konnten.

Die Tiefenlage der Sprungschicht wird mit fortschreitender Erwärmung immer kleiner; sie hängt einerseits von der Erwärmung des Wassers durch die Sonnenstrahlung, andererseits von der Abkühlung infolge der nächtlichen Ausstrahlung ab und sie gibt jene Tiefe an, bis zu der die infolge der Ausstrahlung entstehenden Konvektionsströmungen jeweils reichen.

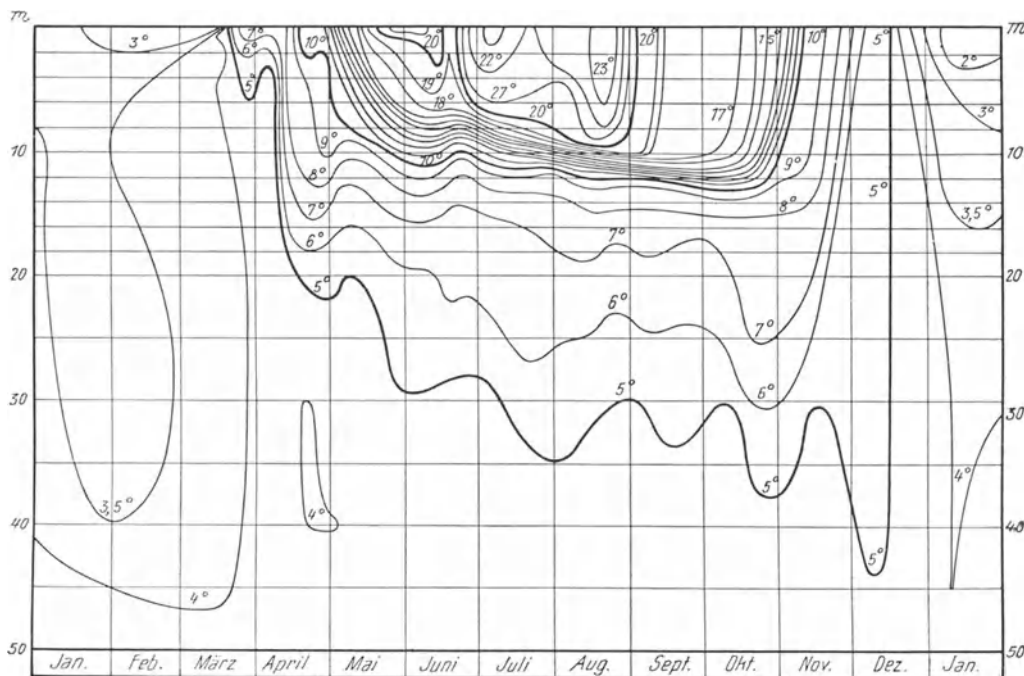


Abb. 9. Darstellung des Temperaturganges im Würthersee im Jahre 1890 durch Isolethen

Da die Erwärmung eines Sees von der Bestrahlung durch die Sonne abhängt, also wesentlich von der Witterung im Sommer beeinflußt wird, kann die Tiefenlage der Sprungschicht zu gleichen Zeiten in verschiedenen Jahren verschieden sein; es ist daher unzulässig, Temperaturserien aus verschiedenen Jahren zur Bildung von Mitteln oder zur Darstellung von Temperaturgängen zusammenzuziehen.

Die Höhenlage der Isothermen kann aber an einer Beobachtungsstelle selbst von Stunde zu Stunde schwanken, eine Erscheinung, die auf die Wirkung von Luftströmungen und Windstößen zurückzuführen ist.

Während der ganzen Erwärmungsperiode ist eine Temperaturzunahme des Seewassers in der Regel bis auf höchstens 30 bis 40 m Tiefe festzustellen. Überwiegt die nächtliche Ausstrahlung im Herbst dauernd die Erwärmung tagsüber, so beginnt die warme Oberflächenschicht wieder zu erkalten; immer tiefere Schichten werden in den Bereich der nächtlichen Zirkulationsströmungen einbezogen und die obere Grenze der Sprungschicht rückt immer tiefer hinab, bis endlich die Herbst-

temperaturgleiche erreicht ist. Ist der See tief, so liegt diese Temperaturgleiche bei 4° C, ist er seicht, so liegt sie in der Regel bei 5 bis 6° C; in diesem letzteren Falle erfolgt dann die Abkühlung bis auf 4° mit Zirkulationsströmungen, die bis zum Boden reichen. Kühlt dann das Wasser weiter ab, so finden, da Wasser unter + 4° wieder leichter ist, keine Zirkulationsströmungen mehr statt und es bildet sich die sogenannte verkehrte Temperaturschichtung aus.

Der jährliche Gang der Temperatur in verschiedenen Tiefen kann, wie es das Beispiel des Wörthersees (Abb. 9) anschaulich erläutert, durch Thermoisoplethen übersichtlich dargestellt werden. Der Gang der mittleren Monatstemperatur an der Oberfläche einiger Seen ist in der Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 3. Mittlere Monatstemperaturen an der Oberfläche von Seen

See	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Jahr
Mälarsee (Schweden)	0,3	0,1	0,2	2,5	6,7	13,0	17,7	17,9	14,9	10,0	5,3	1,6	7,6
Genfersee . . . . .	6,1	5,0	5,5	8,1	11,0	15,2	19,6	18,9	20,2	14,0	10,9	8,0	11,9
Neuenburger-See . .	3,3	3,0	4,3	6,2	10,8	15,7	18,4	18,2	16,4	12,0	8,3	5,5	10,2
Bodensee . . . . .	5,2	5,4	4,7	7,4	12,2	17,2	19,5	17,5	15,4	12,9	9,2	6,3	11,1
Wörthersee . . . . .	1,0	0,6	3,3	8,2	15,1	20,2	23,6	21,4	21,0	15,5	8,6	5,0	11,9
Luganensee . . . . .	6,2	6,5	7,3	10,8	16,5	21,1	24,9	24,8	22,5	17,0	11,7	7,5	14,8

Die Wärmemengen, die sich während der Sommermonate im Seewasser aufspeichern, werden während der Herbst- und Wintermonate wieder ausgestrahlt; sie sind sehr bedeutend und betragen auf 1 m<sup>2</sup> der Seespiegelfläche bezogen:

am Genfersee . . . . .	350 000 Kal,	am Bodensee . . . . .	250 000 Kal
am Comosee . . . . .	340 000 Kal,	am Hintersee . . . . .	280 000 Kal
am Quarnero . . . . .	475 000 Kal,	im Ionischen Meer . . . . .	371 000 Kal
im Schwarzen Meer . . . . .	482 000 Kal,	im Golf von Neapel . . . . .	423 000 Kal

Demgegenüber ist die Wärmespeicherung im festen Erdboden ganz geringfügig und beträgt für 1 m<sup>2</sup> z. B.:

bei Sandboden mit Kieferwald (Eberswalde) . . . . .	12 900 Kal
bei Sandboden mit Gras (Eberswalde) . . . . .	18 500 Kal

Die im Wasser aufgespeicherten Wärmemengen haben zur Folge, daß im Herbst in der Umgebung der Seen die Abkühlung der Luft viel langsamer vor sich geht als an anderen Stellen; so gedeihen und reifen z. B. auf der schwedischen Insel Gotland noch Trauben, Walnüsse, Maulbeeren und Zuckerrüben. Im Frühjahr wieder schreitet wegen der langsamen Temperaturzunahme der Wassermassen der Seen die Erwärmung der Luft in ihrer Umgebung nur langsam fort.

Der tägliche Gang der Temperatur fließender Gewässer ist ganz geringfügig; die Differenz zwischen Maximal- und Minimaltemperatur eines Tages überschreitet nur selten 1° C. Die mittlere Temperatur des Tages tritt ziemlich genau um 11 Uhr auf. Nach der Tiefe lassen sich in der Regel überhaupt keine Temperaturunterschiede feststellen; es ist dies eine Folge der überaus gründlichen Durchmischung des Wassers bei der turbulenten Bewegung. Diese Tatsachen haben dazu geführt, die Wassertemperatur in fließenden Gewässern nur einmal des Tages in beliebiger Tiefe an einer schattigen, vor der Sonnenstrahlung geschützten Stelle mit lebhafter Wasserbewegung zu messen.

Der jährliche Gang der Temperatur von Flußwasser folgt im allgemeinen, da die Erwärmung von der Sonnenstrahlung herrührt, der Sonnenhöhe; er wird aber noch durch eine Reihe anderer Umstände beeinflusst, die besonders deutlich in die

Augen springen, wenn der jährliche Gang der Wassertemperaturen jenem der Lufttemperaturen gegenübergestellt wird. Gletscherabflüsse haben am Ursprunge jahraus jahrein Temperaturen, die nur wenig über 0° liegen und die talab zunehmen. Während der Wintermonate ist die mittlere Temperatur des Wassers größer, während der übrigen Zeit kleiner als die Lufttemperatur. Quellflüsse beziehen ihr Wasser am Ursprung aus dem Grundwasser, dessen Temperatur das ganze Jahr ziemlich konstant ist und etwas über der mittleren Jahreslufttemperatur liegt; die Temperaturen solcher Quellflüsse schwanken demzufolge in der Nähe des Ursprunges wenig und liegen im Winter über, im Sommer unter den mittleren Tagestemperaturen. Seeabflüsse folgen im jährlichen Gange der Temperatur im allgemeinen jenem des Wassers der Seeoberfläche. Die Lufttemperatur ist in der Regel nur im Frühjahr und im Sommer etwas höher als die Wassertemperatur. Flachlandflüsse erwärmen sich im allgemeinen so weit, daß die mittlere Wassertemperatur das ganze Jahr etwas über der mittleren Lufttemperatur liegt. Die Tabelle 4 gibt einen Überblick über den Gang der mittleren Monatstemperaturen einiger fließender Gewässer.

Tabelle 4. Mittlere Monatstemperaturen fließender Gewässer

Beobachtungsstelle	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Jahr
Ticino bei Pavia . . . . .	5,5	6,25	8,4	12,3	14,4	16,7	21,8	22,3	20,2	15,6	10,2	7,8	13,5
Isar bei München . . . . .	2,5	2,5	4,4	7,6	11,4	14,2	16,5	15,8	14,0	10,9	6,4	3,0	9,1
Ach bei Memmingen . . . . .	2,2	2,1	2,4	6,4	8,2	9,0	10,6	10,7	9,5	6,3	5,6	3,2	6,3
Weichsel bei Krakau . . . . .	0,6	0,5	2,2	7,0	12,9	16,4	19,0	15,8	13,1	8,2	3,7	1,0	8,3
Oder bei Breslau . . . . .	0,3	0,55	2,7	9,0	14,1	18,1	19,7	18,3	15,3	9,25	3,9	0,9	9,3
Rhône bei St. Moriz . . . . .	1,6	2,3	5,0	9,3	10,5	10,5	9,7	9,7	9,3	8,4	4,8	2,1	6,9
Rhône bei Genf . . . . .	4,8	4,2	5,5	8,5	10,2	13,1	17,7	17,9	19,8	13,8	10,4	6,7	11,1

Auch der Verlauf der Wassertemperaturen innerhalb eines größeren Flußabschnittes und innerhalb eines Jahres läßt sich, wie es in der Abb. 10 zu erkennen ist, übersichtlich durch Thermoisoplethen veranschaulichen.

Tabelle 5. Mittlere Monatstemperaturen von Quellwasser.

Quelle	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Jahr
Quelle in Memmingen . . . . .	9,3	8,4	7,8	7,2	7,1	7,9	8,7	9,4	10,5	11,2	11,1	10,5	9,1
Mosbacher Quelle 3, linker Ast . . . . .	10,00	9,98	9,63	10,10	10,50	10,60	10,29	10,03	10,20	10,03	10,00	10,02	10,12
rechter Ast . . . . .	10,05	9,98	9,61	9,90	10,48	10,60	10,34	10,17	10,20	10,08	10,02	10,02	10,12
Mosbacher Quelle 8, linker Ast . . . . .	7,56	6,23	6,63	7,60	8,32	8,48	8,51	8,60	9,00	9,40	9,28	8,33	8,16
rechter Ast . . . . .	7,98	7,02	7,30	7,98	8,46	8,54	8,55	8,53	8,74	9,00	8,82	7,74	8,22

Grundwasser und Quellwasser, das aus genügend überlagerten Schichten stammt, hat, wie ein Blick in die Tabelle 5 lehrt, das ganze Jahr hindurch eine fast konstante Temperatur, die gleich der mittleren Temperatur des Bodens ist und stets etwas über der mittleren Lufttemperatur des Ortes liegt. Weicht die Wassertemperatur wesentlich von dieser Regel ab, so kann das entweder daher rühren, daß das Wasser aus großen Tiefen, also wärmeren Bodenschichten stammt oder daher, daß man es mit Oberflächenwasser zu tun hat, das nur kurze Strecken im Untergrunde zurückgelegt und hiebei noch nicht die Bodentemperatur angenommen hat. Manchmal

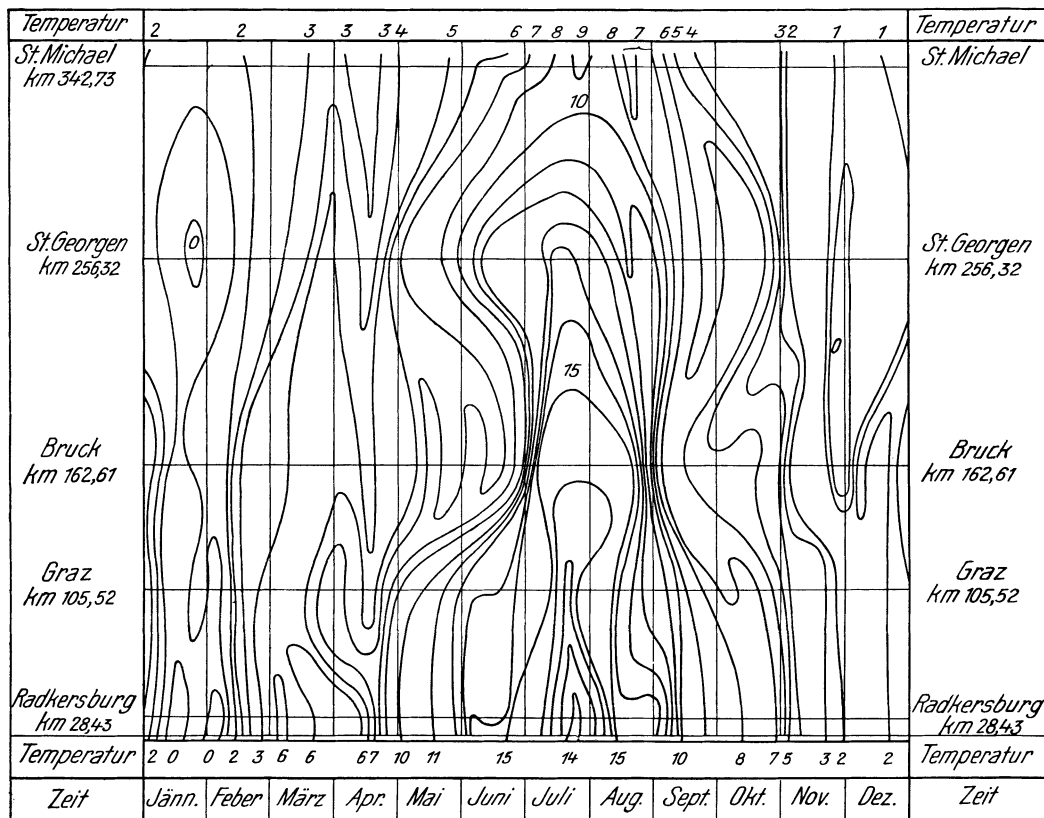


Abb. 10. Temperatur des Murwassers von St. Michael bis Radkersburg im Jahre 1912

kann beobachtet werden, daß, besonders im Gebirge, die Temperatur des Quellwassers im Winter höher ist als im Sommer, so z. B. im Waldbach, der in 917 m Höhe im Dachsteingebiet entspringt, und der im Sommer Temperaturen von 3,6 bis 3,8°, im Winter hingegen solche von 4,5° hat. Diese Erscheinung ist darauf zurückzuführen, daß im Winter die Spaltenzuflüsse aus hohen kalten Lagen zufrieren und als Quellwasser nur solches aus wärmeren, tiefergelegenen Schichten zutage tritt.

Die Messung der Wassertemperaturen geschieht mit Thermometern, die je nach dem Wasser, dessen Wärme gemessen werden soll, besonders eingerichtet sind. In fließendem Wasser wird an einer Stelle gemessen, die lebhaft durchströmt, von der Sonne aber nicht bestrahlt ist; als Thermometer kann ein gewöhnliches, mit Teilung in  $\frac{1}{10}^{\circ}\text{C}$  verwendet werden, das mindestens zwei Minuten im Wasser verweilen muß. Damit sich während des Hochhebens und Ablesens die Anzeige des Thermometers nicht ändert, wird es mit einer in einem kleinen Schöpfgefäß befindlichen Wasserprobe hochgehoben; besonders eignen sich hierzu Schöpfthermometer, wie sie z. B. die Abb. 11 veranschaulicht. Solche Thermometer werden auch für die Temperaturmessung in Grund- und Quellwasser benützt.

Soll in einem tieferen Wasserbecken die Temperatur in verschiedenen Tiefenlagen gemessen werden, so müssen Thermometer verwendet werden, deren Anzeige während des Hochhebens durch Schichten anderer Temperatur nicht geändert wird. Solche Geräte sind die sogenannten trägen Thermometer, deren Kugel mit einer Wärme-



Abb. 11. Schöpfthermometer (Aus E. Prinz, Hydrologie)



schuttschicht, Hartgummi oder Wachs, umgeben ist, die daher nur nach langer Einwirkung ihre Anzeige ändern und das Umkippthermometer, wie es in der Abb. 12 schematisch dargestellt ist. Dieses Thermometer wird in der in der Abb. 12a

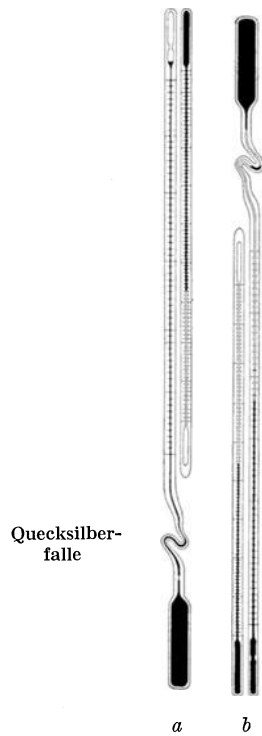


Abb. 12. Umkippthermometer  
a während der Messung  
b während des Hochziehens

dargestellten Lage ins Wasser versenkt; hat es seine endgültige Anzeige angenommen, so wird es um  $180^\circ$  gekippt, worauf in der unteren Kapillare an einer besonderen Verengung der Quecksilberfaden abreißt und das Quecksilber den früher oben gewesenen Behälter und einen Teil der Kapillare füllt, an der unmittelbar die Temperatur abgelesen werden kann. Wird während des Hochziehens in wärmeren Schichten aus der jetzt oben befindlichen Blase Quecksilber herausgetrieben, so wird es in der Quecksilberfalle aufgefangen, so daß also die Anzeige des Thermometers davon nicht berührt wird. Die Ablesung des Kippthermometers muß schließlich noch berichtigt werden, weil sie bei einer anderen Temperatur als jener in der Tiefe des Sees erfolgt. Ein in das Kippthermometer eingebautes kleines Thermometer erlaubt zu diesem Zweck, die Temperatur bei der Ablesung festzustellen.

#### Literatur

Hann und Süring: Lehrbuch der Meteorologie. 4. Aufl. Leipzig: C. H. Tauchnitz. 1926. — Schoklitsch, A.: Über den Einfluß der Durchleitung von Flußwasser durch Seen auf deren Temperatur. Wasserkraft, Essener Sondernummer. 17, S. 6. 1922.

#### d) Die Erdwärme

Die Wärmemengen, die die Erdoberfläche aus dem Erdinnern erhält, sind, wie schon erwähnt wurde, äußerst geringfügig. Der aus dem Erdinnern kommende Wärmestrom reicht eben aus, um z. B. innerhalb eines Jahres eine etwa 7,4 mm dicke Eisschicht zu schmelzen oder eine etwa 25 mm, dicke wasser-gesättigte Bodenschicht aufzutauen. Dennoch ist dieser Wärmestrom für den Ingenieur von besonderem Interesse, denn er gefährdet in größeren Tiefen die Arbeiter so erheblich, daß Vorkehrungen zur Abhilfe getroffen werden müssen.

Dringt man in die Erdhülle ein, so stößt man, wie die Erfahrung gelehrt hat, auf immer höhere Bodentemperaturen. Jene Strecke, auf der die Temperatur um  $1^\circ\text{C}$  zunimmt, wird geothermische Tiefenstufe genannt; sie beträgt durchschnittlich 35 m.

Gemessene geothermische Tiefenstufen in lotrechten Schächten bei ebener Erdoberfläche:

	Bohrlochtiefe	Geotherm. Tiefenstufe
Paris.....	400 m	30,8 m
Charmoy bei Creuzot.....	1168 „	26,5 „
Sperenberg bei Berlin.....	1158 „	33,7 „
Schladebach bei Merseburg.....	1716 „	36,5 „
Rybnik.....	2003 „	34,0 „
Lieht, Holstein.....	1259 „	35,1 „
Mt. Cenis.....	1610 „	36,1 „
Wheeling, West-Virginien.....	1550 „	35,6 „
Pittsburg.....	1524 „	34,0 „
Cremona, Neu-Südwaies.....	832 „	45,2 „
Sennowitz bei Halle.....	1084 „	36,7 „
Södenburg bei Magdeburg.....	568 „	32,4 „

Die geothermische Tiefenstufe kann aber unter Umständen auch recht erheblich von dem oben angegebenen Mittelwert abweichen und sie ist natürlich auch längs eines Schachtes mitunter recht schwankend. E. Lauchli berichtet, daß im Schachte des australischen Bergwerkes Bendigo in der Tiefe von 130 bis 990 m die geothermische Tiefenstufe zwischen 55 und 100 m lag, während sie in einem 305 m tiefen Schacht in Nevada zwischen 7,9 und 36,8 m schwankte.

Eine Folge des Temperaturgefälles in der Erdkruste ist ein konstanter Wärmestrom, der vom Erdinnern gegen die Erdoberfläche fließt. Bezeichnet  $f$  den Querschnitt eines radially liegenden Erdprismas in Quadratmetern,  $z$  die Zeit in Sekunden,  $t_0$  und  $t_l$  die Bodentemperaturen in zwei lotrecht übereinander in der Entfernung  $l$  liegenden Querschnitten des Prismas, so beträgt der Wärmedurchfluß  $W$  in Kal/m<sup>2</sup>.sec

$$W = \lambda \cdot f \cdot z \frac{t_l - t_0}{l} \quad (23)$$

wobei  $\lambda$  die Wärmeleitfähigkeit des Materiales bedeutet, aus dem das Prisma besteht. Ein Mittelwert für die die Erdkruste bildenden Gesteine ist  $\lambda = 0,0006$  Kal/m<sup>2</sup>.sec; setzt man  $f = 1$  m<sup>2</sup>,  $t_l - t_0 = 1^\circ$ , und führt als mittlere geothermische Tiefenstufe 35 m in die Rechnung ein, so hat man  $\frac{t_l - t_0}{l} = \frac{1}{35}$  und man erhält als Wärmedurchfluß  $W = 0,00001714$  Kal/m<sup>2</sup>.sec. Die gesamte Wärmemenge, die der Flächeneinheit der Erdkruste im Jahre aus dem Erdinnern zufließt, beträgt daher 540,53 Kal, eine Wärmemenge, die im Wärmehaushalt der Erde im meteorologischen Sinne belanglos ist.

Über die Wärmeverteilung im Inneren hoher Gebirgsstöcke sind unsere Kenntnisse noch recht bescheiden und lückenhaft, denn nur die in den letzten Jahrzehnten ausgeführten großen Alpentunnels ermöglichten einschlägige Messungen und erst die in den langen Tunnels angefahrenen hohen Temperaturen, die in bedeutendem Maße die Arbeiten behinderten, zwangen auch die Ingenieure dazu, sich recht eingehend mit diesen Temperaturverhältnissen zu befassen.

Ähnlich wie in radialer Richtung nimmt die Gesteinstemperatur auch bei wagrechttem Vordringen in ein Gebirgsmassiv sehr wesentlich zu, um so mehr, je höher der Stollen überlagert ist. Einige gemessene Gesteinshöchsttemperaturen in Stollen mögen ein Bild über die Temperaturverhältnisse geben.

Tunnel .....	Mt. Cenis	Gotthard	Arlberg	Simplon	Lötschberg
Tunnellängen .....	12849	14944	10240	19803	14536
Höhenlage der Mundlöcher .....	1148	1109	1302	687	1200
” ” ” .....	1269	1145	1218	634	1220
Scheitelhöhe im Tunnel .....	1295	1155	1310	705	1240
Größte Gebirgshöhe im Längsschnitt	2949	2861	2030	2840	2917
Größte Überlagerung .....	1654	1706	720	2135	1673
Größte Gesteinswärme .....	29,5	30,8	18,5	56,0	34,0
Eingeblasene Luft m <sup>3</sup> /sec .....	bis 7	1 bis 2	3	35	11 bis 25

Um die Bedeutung der gemessenen Gesteinstemperaturen ermessen zu können, muß man beachten, daß Arbeiter erfahrungsgemäß nur bei Temperaturen unter 25° C voll leistungsfähig und ausdauernd sind und daß höhere Temperaturen das Leben der Arbeiter gefährden. Man machte die Erfahrung, daß bei Temperaturen über 29° C die Arbeiter von der sogenannten Bergarbeiterkrankheit befallen werden, der auch ein hoher Hundertsatz zum Opfer fällt. Am Gotthard wurden z. B. 60 v. H. aller Stollenarbeiter von dieser Krankheit befallen, während am Simplon, dank der guten Lüftung, trotz höherer Gesteinstemperaturen keine Erkrankung vorkam.

Den Verlauf der Gesteinstemperaturen längs der Stollenachse führen die Auftragsungen der folgenden Abb. 13 vor Augen. Die in einem Stollen gemessenen Gesteins-

temperaturen lassen vom Augenblicke des Aufbruches an langsam nach, da durch den Luftstrom der Stollenbewetterung dem Gebirge an den Stollenwänden mehr Wärme entzogen wird, als aus dem Erdinnern zufließt. Die Wandungen kühlen rasch ab und die Abkühlung dringt langsam gegen das Innere vor, bis nach Jahren ein fast stationärer Zustand erreicht wird.

Der Verlauf der Gesteinstemperatur längs eines Stollens hängt von der Wärmeleitfähigkeit des Gesteins ab; diese ist selbst bei demselben Gestein nicht konstant, sondern hängt vom Feuchtigkeitsgrad und vom Schichteinfall ab. Von ganz besonderer Bedeutung für die Temperatur im Stollen ist die Wasserbewegung im Gebirge. Man hat in Stollen festgestellt, daß bei Wassereinbrüchen von oben die

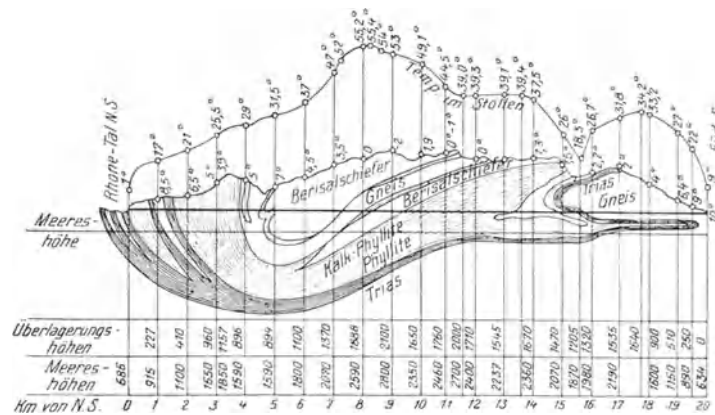


Abb. 13. Beobachtete Gesteinstemperaturen im Simplontunnel. (Nach L. v. Willmann)

Temperatur des Gesteins in der Regel viel niedriger ist, als man sie erwartete und bei Wassereinbrüchen von unten die Temperatur wieder viel höher ist, als zu erwarten war, weil das Gestein im ersten Falle durch das aus den kälteren Schichten kommende Wasser gekühlt, im zweiten Falle durch das von den wärmeren Tiefen aufsteigende Wasser erwärmt wird. Rasche, gegen den gesetzmäßigen Verlauf verstoßende Temperaturänderungen im Gestein können geradezu als Signale zur Vorsicht aufgefaßt werden.

Literatur: Mackensen, E.: Der Tunnelbau. — Willmann, L. v.: Handbuch der Ingenieurwissenschaften. I. Teil, 5. Bd., 4. Aufl. Leipzig: W. Engelmann. 1920.

## II. Die Feuchte der Atmosphäre

Eine Folge der Verdunstung an der Erdoberfläche ist die Feuchte der Atmosphäre. Der bei der Verdunstung entstehende Wasserdampf wird hauptsächlich durch die Luftströmungen fortgeführt und mit der Luft vermengt. Der größte Teil der Feuchte der Luft stammt von den freien Wasserflächen der Meere und Seen; in der Nähe der Küsten ist daher die Luft am feuchtesten. Der Ausbreitung der Feuchte in der Atmosphäre setzt die Temperaturverteilung eine Grenze, da ja bekanntlich bei niederen Temperaturen beträchtliche Mengen der Luftfeuchte kondensieren.

Als Feuchte der Luft wird nur der Gehalt der Luft an Wasser in Dampfform angesehen, der auf verschiedene Weise angegeben wird, und zwar:

1. Durch Angabe der Dampfspannung  $e$ , das ist jener Spannung, die in einem gegebenen Raum herrschen würde, der nur die betreffende Menge Dampf enthält, aus dem also die Luft entfernt wäre.

Die Dampfspannung  $e$  ist sehr gering und wird in mmHg angegeben. Je wärmer die Luft ist, desto mehr Dampf kann sie enthalten; zu jeder Temperatur gehört aber eine gewisse maximale Dampfspannung  $E$ ; wird diese überschritten, so kondensiert der überschüssige Dampf. Der tatsächliche Dampfgehalt  $e$  ist in der Regel kleiner als der größtmögliche  $E$ ; der Quotient  $\frac{100 e}{E}$  wird relative Feuchte genannt, während die Differenz  $E - e$  als Sättigungsdefizit bezeichnet wird.

Tabelle 6. Größtmögliche Feuchte in der Luft bei 760 mm Barometerstand

Temperatur	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30
Größtmögliche Dampfspannung $E$ ..... mm Hg	0,61	0,96	1,45	2,16	3,17	4,58	6,54	9,21	12,79	17,54	23,76	31,83
Größtmögliche absolute Feuchte ..... g/m <sup>3</sup> Luft	0,71	1,10	1,63	2,38	3,42	4,85	6,80	9,39	12,85	17,33	23,09	30,66
Größtmögliche spezifische Feuchte ..... g/kg Luft	—	0,77	1,19	1,76	2,59	3,75	5,34	7,51	10,43	14,33	19,47	26,18

2. Durch Angabe des in 1 m<sup>3</sup> Luft enthaltenen Wasserdampfgewichtes; dieses Gewicht heißt absolute Feuchte.

3. Durch Angabe des in 1 kg Luft enthaltenen Dampfgewichtes; dieses Gewicht heißt spezifische Feuchte.

Wasserdampf ist leichter als Luft; feuchte Luft ist daher leichter als trockene und steigt unter Umständen auf.

Lufttemperatur .....	-20	-10	0	10	20	30° C
Gewicht von trockener Luft .....	1395	1342	1293	1247	1205	1165 g/m <sup>3</sup>
Gewicht von gesättigt feuchter Luft	1395	1341	1290	1241	1194	1147 g/m <sup>3</sup>
Unterschied.....	0	1	3	6	11	18 g/m <sup>3</sup>

Hingegen ändert sich das Gewicht von 1 m<sup>3</sup> Luft bei Erwärmung um 1° um 4 bis 5 g.

Die Temperatur der Luft in großen Höhen ist sehr niedrig, so daß auch die Feuchte in großen Höhen nur gering sein kann.

Höhe .....	0	1	2	3	4	5	6	7	8 km
Feuchte .....	100	70	49	35	24	17	12	8	6 v. H.

Zu jedem Dampfgehalt gehört eine gewisse Grenztemperatur, bei deren Unterschreitung, wie schon erwähnt wurde, ein Teil des Dampfes kondensiert; diese Grenztemperatur wird Taupunkt oder Sättigungspunkt genannt.

Die Geräte zur Messung der Feuchte der Luft werden Hygrometer oder Feuchtemesser genannt. Die Messung der Luftfeuchte kann erfolgen:

1. Durch direkte Messung, indem man ein bestimmtes Volumen Luft über Bimssteinstücke oder dgl. streichen läßt, die mit konzentrierter Schwefelsäure getränkt sind und deren Gewichtszunahme infolge der Absorption des Wasserdampfes mißt; man erhält auf diese Weise die absolute Feuchte. Wird eine Luftprobe in ein Gefäß eingeschlossen, der Druck gemessen und hierauf die Probe mit konzentrierter Schwefelsäure in Verbindung gebracht, die den Wasserdampf absorbiert und dann der Druck neuerdings gemessen, so gibt die Differenz der beiden gemessenen Drücke die Spannkraft  $e$  des Wasserdampfes an.

2. Durch indirekte Messung, indem man Wasser in einem Becherglas durch eingelegte Eisstückchen so lange kühlt, bis sich außen am Becherglas Kondenswasser niederschlägt. Die Temperatur des Wassers im Becherglas entspricht dann dem Taupunkte der in der Luft enthaltenen Feuchte mit der Dampfspannung  $e$ , die aus der obenstehenden Tabelle 6 abgelesen werden kann.

Zur herrschenden Lufttemperatur gehört die maximale Dampfspannung  $E$ . Es ist dann  $\frac{100 e}{E}$  die relative Feuchte und  $E - e$  das Sättigungsdefizit.

Die Luftfeuchte kann auch mittels des Haarhygrometers gemessen werden. Menschenhaar, das sorgfältig entfettet ist, hat nämlich die Eigenschaft, aus feuchter Luft Wasser aufzunehmen und sich hierbei um so mehr zu dehnen, je feuchter die Luft ist. Solche Hygrometer geben die relative Feuchte  $r$  an. Ihre Skalen müssen besonders geeicht werden. In gesättigt feuchter Luft sollen sie 100, in trockener Luft über Schwefelsäure 0 anzeigen. In Verbindung mit einem Thermometer und einer Dampfdrucktabelle, der  $E$  entnommen wird, kann dann der Dampfdruck  $e$  ermittelt werden, da ja  $e = \frac{E}{100} r$  ist. Haarhygrometer werden entweder mit

Skalen, zur jeweiligen Ablesung ausgestattet, oder sie werden selbstschreibend ausgebildet und schreiben dann die Ganglinie der Feuchte auf einen Papierstreifen auf, der von einem Uhrwerk an der Feder vorbeigezogen wird; die Abb. 14 veranschaulicht die Aufzeichnungen eines solchen Gerätes.

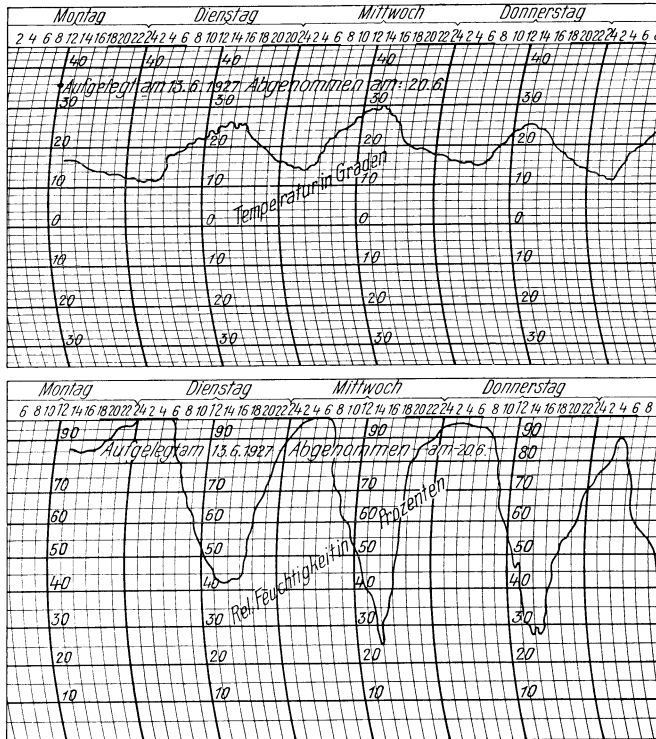


Abb. 14. Aufzeichnungen eines Temperatur- und eines Feuchteschreibers

Schließlich kann die Luftfeuchte noch durch Messung mit dem Psychrometer ermittelt werden. Benutzt man nämlich die Kugel eines Thermometers mit einer ganz dünnen Wasserschicht, indem man sie mit einem feuchten Lappchen überwickelt, so kühlt sie sich ab, da das Wasser zur Verdampfung Wärme braucht. Das feuchte Thermometer erreicht bald einen konstanten Stand und die Differenz der Angaben  $t$  eines trockenen Thermometers (Lufttemperatur) und des feuchten Thermometers  $t'$  heißt Psychrometerdifferenz; aus ihr kann die Feuchte der Luft ermittelt werden. Die der Thermometerkugel entzogene Wärmemenge ist nämlich proportional der Menge des verdampften Wassers und diese wieder ist proportional dem Sättigungsdefizit  $E' - e$ , das der Angabe  $t'$  des nassen Thermometers entspricht und verkehrt proportional dem Barometerstande  $b$ .

Sobald die Angabe  $t'$  des feuchten Thermometers konstant geworden ist, erhält die feuchte Thermometerkugel von der sie umgebenden Luft mit der Temperatur  $t$  stets so viel Wärme, als die Verdampfung des Wassers erfordert und diese Wärmemenge ist wieder proportional dem Temperaturgefälle  $t - t'$ . Mit  $c$  und  $c'$  als Konstanten gilt dann

$$(24) \quad c \frac{E' - e}{b} = c' (t - t')$$

oder

$$(25) \quad e = E' - C b (t - t')$$

Der Beiwert  $C$  wird durch Vergleich mit der auf direktem Wege ermittelten Feuchte erhoben. Ein Nachteil dieser einfachen Formel ist nun, daß der Beiwert  $C$  nicht konstant ist, sondern von der Ventilation des Psychrometers abhängt. So ist z. B. in Paris im Zimmer  $C = 0,00128$ , im Schatten, im Freien, bei besserer Ventilation  $C = 0,0008$ . Man setzt daher das Psychrometer einem Luftstrom von etwa 3 m/sec aus, indem man das feuchte Thermometer an einer kurzen Schnur befestigt und dreht (Schleuderpsychrometer), oder indem man das Psychrometer mit einem kleinen Ventilator anbläst. Bei einer Geschwindigkeit des Luftstromes von 3 m/sec oder mehr ist  $C = 0,000622$  und man kann bei einem Barometerstand  $b = 760$  mm genügend genau mit

$$(26) \quad e = E' - 0,5 (t - t')$$

rechnen.

Der Gang der relativen Feuchte verläuft im allgemeinen umgekehrt wie jener der Temperatur, weil bei steigender Temperatur die Dampfung stets ungenügend ist (Abb. 14).

Literatur: Hann und Süring: Lehrbuch der Meteorologie. 4. Aufl. Leipzig: C. H. Tauchnitz. 1926.

### III. Die Niederschläge

Wird in feuchter Luft aus irgend einem Grunde der Taupunkt unterschritten, so verdichtet sich der Wasserdampf; erfolgt diese Verdichtung in der Luft, so bilden sich bei Temperaturen über 0° C kleine Wasserkügelchen, bei Temperaturen unter 0° C Eiskristalle, die solange an Größe zunehmen, bis die lotrechten Luftströmungen sie nicht mehr schwebend zu erhalten vermögen und sie als Niederschlag zu Boden fallen. Erfolgt die Verdichtung des Wasserdampfes an abgekühlten Teilen der Erdoberfläche, so nennt man das sich verdichtende Wasser Tau bzw. Reif. Die Abkühlung der Luft unter den Taupunkt erfolgt in der Regel durch das Aufsteigen feuchter Luft in größere Höhen, wobei sie sich ausdehnt und überdies mit kalter Höhenluft mischt. Die Luft wird durch Änderung ihres Eigengewichtes infolge Anreicherung mit Wasserdampf und durch Erwärmung oder infolge Ablenkung durch einen Höhenzug, den sie kreuzt, zum Aufsteigen veranlaßt. Während der Wassergehalt der Luft in Dampfform dem Auge unbemerkbar ist, vermag man kondensiertes Wasser in der Luft wahrzunehmen, weil es in hohem Grade die Durchsichtigkeit verringert. Solche kondensierte Luftfeuchte wird, wenn sie sich in größeren Höhen befindet, als Wolke, in der Nähe des Bodens als Nebel bezeichnet.

Die Verdichtung von Wasserdampf kann nach Unterschreitung des Taupunktes nur erfolgen, wenn sogenannte Kondensationskerne vorhanden sind. Solche Kondensationskerne bilden alle Körper an der Erdoberfläche, ferner die in der Luft stets in großer Menge vorhandenen Staubteilchen und man hat auch gefunden, daß Gasmoleküle, wie Ozon, das sich unter der Einwirkung der ultravioletten Sonnenstrahlung bildet, und Luftteilchen, die infolge der elektrischen Vorgänge in der Atmosphäre ionisiert werden, die Rolle von Kondensationskernen übernehmen. In der Nähe des Bodens sind Kondensationskerne reichlich vorhanden, besonders über größeren Städten, wo sie vielfach Anlaß zu lästigen Nebelbildungen geben. Aus dem kondensierten Wasser und den Verbrennungsprodukten, die aus den zahlreichen Rauchschloten in die Luft gelangen, bildet sich dort ein mechanisches Gemenge von oft gelber bis grauer Farbe, das für das Sonnenlicht fast undurchdringlich wird. Daß die Verwendung von Kohle die Bildung dieses sogenannten Stadtnebels fördert, beweisen Beobachtungen in Paris, wo die Stadt fast nebefrei war, solange man nur Holz verfeuerte, während gegenwärtig oft dichter gelber Nebel über der Stadt lagert. Auch in London hat mit dem Anwachsen der Stadt die Nebelbildung zugenommen, denn man zählte in den Zeitabschnitten von

1871 bis 1875	1876 bis 1880	1880 bis 1885	1886 bis 1890
50,8	58,4	62,2	74,2 Nebeltage

Die Bedeutung, die die Zunahme der Nebeltage für eine Großstadt hat, erläutert die Beobachtung, nach der an einem starken Nebeltage für Beleuchtungszwecke in London um 950 Waggons Kohle mehr verbraucht werden als an einem anderen klaren Tage. Wo die Rauchschlote am dichtesten stehen, ist auch der Nebel am stärksten und andauerndsten. So beträgt die Dauer des Sonnenscheines in London und seiner Umgebung von November bis Februar in

Woburn	Kew	City	Greenwich	Eastburne
206	172	96	150	268 Stunden

Neben allen anderen Unannehmlichkeiten, die solche Stadtnebel mit sich bringen, hindern sie auch die Zerstreung schädlicher Gase, besonders der Kohlensäure, die in größeren Siedlungen reichlich in der Luft enthalten ist. Endlich bilden sich charakteristische Nebel auch an Flüssen oder Seen, die wärmer sind als die darüber lagernde

Luft und sie verschwinden erst, wenn der Temperaturunterschied gering geworden ist oder die Wasseroberfläche sich mit Eis bedeckt hat.

Die Wolken ziehen mit der Geschwindigkeit der oberen Luftschichten und erreichen Geschwindigkeiten bis zu 100 m/sec. Der Grad der Bedeckung des Himmels mit Wolken wird die Bewölkung genannt. Sie wird an einer Reihe von Stationen registriert; hiebei wird das Verhältnis der freien zur bewölkten Himmelsfläche geschätzt und es wird an manchen Orten auch die Dauer des Sonnenscheines, der ja auch von der Bewölkung abhängt, durch einen sogenannten Sonnenschein-autographen aufgezeichnet. Ein solches Gerät besteht aus einer Glaskugel, die die Sonnenstrahlen vereinigt und einem Bogen, der mit Papier belegt ist, auf dem der Brennpunkt der Kugel unter Hinterlassung einer Brandspur wandert. Die mittlere tägliche Dauer des Sonnenscheines beträgt in Irland 3 bis 4, Frankreich 5 bis 6, England 3,5 bis 4,5, Österreich 5 bis 7, Deutschland 4,5 bis 5 und Spanien 7 bis 8 Stunden.

Der Durchmesser der bei der Kondensation entstehenden Wasserkügelchen ist äußerst gering; eingehende Messungen haben ergeben, daß er nur sehr kleine Bruchteile eines Millimeters beträgt. So fand z. B. Assmann Durchmesser zwischen 6 und 17  $\mu$ , Kähler auf der Schneekoppe 4 bis 80  $\mu$ , Wagner am Sonnblick 33  $\mu$ . Um solche Kügelchen schwebend zu erhalten, genügen schon lotrechte Geschwindigkeitskomponenten von wenigen cm/sec.

Von der Mächtigkeit der Wolkenschicht hängt die Intensität des Regens ab. H. W. Clayden hat beobachtet, daß Wolken bis 600 m Mächtigkeit selten Niederschläge liefern, solche von 600 bis 1200 m Regen mit mäßig großen Tropfen; je dicker die Wolke, desto größer und kälter sind die Tropfen und bei einer Mächtigkeit von 1800 bis 3100 m kann Hagel fallen.

Bei fortschreitender Kondensation vergrößern sich die Wasserkügelchen immer mehr und mehr, es bilden sich Tropfen und wenn schließlich die lotrechten Luftströmungen nicht mehr hinreichen, so fallen die Tropfen herab. Bei niedrigen Temperaturen bilden sich Eiskristalle, die sich zu Flocken zusammensetzen. In seltenen Ausnahmefällen kann die Bildung von Regen oder Schnee auch ohne vorhergegangene Wolkenbildung, also bei heiterem Himmel erfolgen. Welche Umstände die Bildung solcher Niederschläge hervorrufen, ist noch ganz ungeklärt. Vom Verfasser wurde ein solcher Regen am 21. Juni 1927 in Brünn um 4 Uhr 15 beobachtet; es regnete mit feinen Tropfen durch etwa zehn Minuten. Während dieser Zeit betrug die relative Feuchtigkeit am meteorologischen Observatorium der Deutschen Technischen Hochschule (wo allerdings kein meßbarer Niederschlag beobachtet wurde) 95 v. H., es herrschte Windstille und die Temperatur betrug 20° C.

Der Gehalt einer Wolke an flüssigem Wasser ist gering, er beträgt selbst bei schweren, dunklen Wolken nur 5 bis 8 g/m<sup>3</sup>. Der Gehalt einer Wolke an Wasserdampf ist in der Regel weit größer (20 bis 30 g).

Die Größe der Regentropfen wird vielfach überschätzt. Durchmesser von 7 mm sind schon sehr selten; größere Tropfen werden beim Herabfallen zerstäubt. Die größten beobachteten Tropfen haben ein Gewicht von 0,2 g. Selbst die größten Tropfen erreichen nur Fallgeschwindigkeiten von etwa 8 m/sec und Luftströmungen von dieser Geschwindigkeit können jeden Niederschlag schwebend erhalten. Die Temperatur der Regentropfen ist in der Regel etwas niedriger als jene der Luft.

Bei Lufttemperaturen unter 0° C geht der Wasserdampf auch unmittelbar in den festen Zustand über und es bilden sich kleine Eiskristalle. Erfolgt diese Kondensation in der Nähe des Erdbodens, so werden diese Kristalle an stark abgekühlte Gegenstände, Äste u. dgl., angeweht und es entsteht der Rauh frost, der daher nur an den

dem Wind zugekehrten Seiten dieser Gegenstände auftritt. Geht die Kondensation zu Eiskristallen in größeren Höhen vor sich, so setzen sich diese Kristalle zu Flocken zusammen, die als Schnee zu Boden fallen. Schneefall wurde bei Lufttemperaturen über dem Erdboden zwischen  $-40^{\circ}$  und  $+10^{\circ}$  C beobachtet. Schnee bleibt aber nur liegen, wenn die Temperatur am Boden  $0^{\circ}$  oder weniger beträgt. Die Höhenlage der Isotherme  $0^{\circ}$  gibt daher die jeweilige Höhenlage an, bis zu der herab Schnee liegen bleiben kann. Über der höchsten Lage der Isotherme  $0^{\circ}$  im Jahr bleibt der ganze Niederschlag des Jahres als Schnee liegen. Die Höhenlage der Isotherme  $0^{\circ}$  wechselt innerhalb eines Jahres sehr beträchtlich; sie liegt z. B. in den Alpen in den

Monaten . . . . .	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
am Nordhang												
i. d. Seehöhe .	80	540	1040	1900	2500	3080	3500	3520	3170	2400	1080	110 m
am Südhang												
i. d. Seehöhe .	550	930	1380	2070	2600	3180	3590	3550	3170	2470	1460	770 m

Über jener Höhenlage, von der an die Sonne den im Laufe eines Jahres gefallenen Schnee nicht mehr vollständig zu schmelzen vermag, liegt das Gebiet des ewigen Schnees. Die Niederschläge werden dort aufgespeichert, setzen sich immer fester zu Eis zusammen und gleiten langsam in einzelnen Eisströmen als Gletscher bis weit unter die Grenze des ewigen Schnees zu Tal. Je nach der Lage der Hänge liegt diese in den Alpen zwischen 2400 und 3000 m Höhe.

Die Kondensation des Wassers kann auch an Pflanzen, Gegenständen u. dgl., die sich am Erdboden befinden, erfolgen; diese überziehen sich dann mit einer dünnen Schicht Wasser, die man Tau nennt. Bei Temperaturen unter  $0^{\circ}$  setzen sich Eiskristalle, Reif genannt, am Boden bzw. an seiner Bedeckung fest.

Bei ganz ruhiger Luft kann sich die Luftfeuchte trotz Temperaturen unter  $0^{\circ}$  C zu flüssigen Tröpfchen verdichten, die unterkühlt sind, also Temperaturen unter  $0^{\circ}$  haben. Treffen solche Tröpfchen auf den Boden auf, so erstarren sie sofort und bilden das sogenannte Glatteis.

Eine ganz besondere Art der Niederschläge bildet der Hagel, der meist während eines Gewitters fällt. Die Hagelkörner erreichen ganz außerordentliche Größen und Gewichte bis zu 1 kg. Im Juli 1897 fielen z. B. in Steiermark und Kärnten Hagelkörner vom Durchmesser bis zu 15 cm. Besonders auffallend ist, daß während des Hagels fast ununterbrochenes Blitzen mit wenig Donner beobachtet wird. Hagel bildet sich, wenn sehr feuchte Luft in große Höhen rasch aufsteigt. Die kondensierten Tröpfchen werden hierbei unterkühlt, manche gefrieren und unterkühlte flüssige Tröpfchen fließen beim Zusammentreffen an der Oberfläche auseinander und erstarren dabei plötzlich. So entsteht die schalenartige Struktur. Hagelkörner können so große Abmessungen annehmen, weil sie durch den Druck der Luftströmungen und während des Falles nicht zerstäubt werden können. Die Temperatur der Hagelkörner beträgt bis zu  $-30^{\circ}$ .

Die Messung der Niederschläge geschieht in allen zivilisierten Staaten durch eigene Anstalten, die in regelmäßiger Folge die Beobachtungsergebnisse veröffentlichen und so allgemein zugänglich machen. Im Deutschen Reich besorgen diese Beobachtungen die Landesanstalten für Gewässerkunde der einzelnen Bundesstaaten, in Österreich das Hydrographische Zentralbureau in Wien mit seinen Landesabteilungen in den einzelnen Bundesländern und in der Schweiz die Meteorologische Zentralstation in Zürich und das Eidgenössische Hydrotechnische Bureau in Bern. Je gebirgiger ein Gebiet ist, um so unregelmäßiger sind die Niederschläge verteilt und um so dichter sollen die Beobachtungsorte aneinanderliegen. Es entfallen je eine Beobachtungsstelle



in Preußen auf .....	152 km <sup>2</sup>	in Hessen auf .....	175 km <sup>2</sup>
„ Sachsen auf .....	84 „	„ Österreich auf .....	113 „
„ Bayern auf .....	223 „	„ der Schweiz auf .....	110 „
„ Württemberg auf .....	204 „	„ Baden auf .....	300 „

Überdies besteht überall eine größere Anzahl von Schneepegeln, an denen die Schneehöhen gemessen werden.

Die Niederschläge werden durch die Höhe einer Wasserschicht in Millimetern gemessen, die sich innerhalb der Beobachtungszeit über dem wagrechten Boden eines Auffanggefäßes ansammelt (vergl. auch S. 373). Jeder Regenmesser besteht, wie es die Abb. 15 veranschaulicht, aus einem Auffangtrichter, einem Auffanggefäß und einer Meßvorrichtung. Die Auffangflächen sind in den verschiedenen Ländern verschieden groß; so stehen in Deutschland Flächen von 500, 1000 und 2000 cm<sup>2</sup> in Verwendung. In Österreich hat der kreisrunde Auffangtrichter einheitlich einen Durchmesser von 25,23 cm und dementsprechend eine Auffangfläche von 500 cm<sup>2</sup>. Als Meßgefäß dient bei diesen einfachen Regenmessern ein Meßglas, in das das Wasser gegossen wird und das sofort unter Berück-

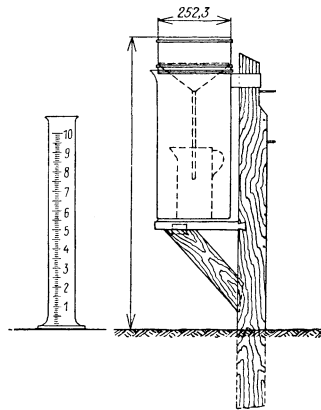


Abb. 15. Regenmesser

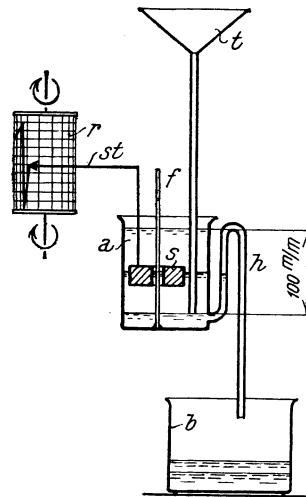


Abb. 16. Schema eines selbstschreibenden Regenmessers

sichtigung der Größe der Auffangfläche die Niederschlagshöhe in Millimetern angibt. Die Ablesungen werden in der Regel alle 24 Stunden, um 7 Uhr morgens, durchgeführt.

Solche Regenmesser geben keinen Aufschluß über die Intensität des Regens; um sie kennen zu lernen, werden selbstschreibende Regenmesser, die Ombrographen, verwendet, bei denen die Niederschlagsmenge in einem Gefäße aufgefangen wird, in dem sich, wie es im Schema der Abb. 16 zu erkennen ist, ein Schwimmer befindet, der die jeweilige Füllhöhe auf einem Papierstreifen, meist zehnfach vergrößert, aufzeichnet. Im Auffanggefäß kann der Wasserstand um 10 cm schwanken, entsprechend 10 mm Niederschlag; im Augenblicke, wo die Wassertiefe von 10 cm überschritten wird, läuft das Wasser durch einen Heber ab, der Schwimmer mit dem Zeiger fällt herab und der Anstieg beginnt aufs neue. Die Abb. 17 veranschaulicht die Aufzeichnung eines solchen Regenschreibers während eines Sturzregens. Fällt Schnee, so wird der Regenmesser in einen warmen Raum gebracht, in dem der Schnee schmilzt. In selbstschreibende Regenmesser wird entweder eine elektrische Lampe oder eine andere kleine Wärmequelle eingebaut, die den Trichter so weit warm hält, daß der Schnee eben schmilzt und auch ein Einfrieren des Meßgefäßes mit dem Schwimmer verhindert wird.

Die Aufstellung eines Regenmessers hat großen Einfluß auf seine Angaben; er soll vor Wind geschützt sein, aber doch so stehen, daß er allen Niederschlag sicher auffängt; er muß daher genügend weit von allen Windschutzobjekten entfernt sein. Die Auffangfläche soll so hoch über dem Boden liegen, daß treibender Schnee und Spritzwasser nicht in das Auffanggefäß gelangen können. In Deutschland und Österreich hat man die Höhenlage der Auffangfläche über dem Boden mit 1 m festgelegt. Luftwirbel, die sich um den Regenmesser bilden, stören die Beobachtung um so mehr, je heftiger sie sind, je größer also die Windgeschwindigkeit ist, da sie einen Teil des Niederschlages von der Auffangfläche ablenken. Dem Winde stark ausgesetzte Regenmesser machen daher niedrigere Angaben als windgeschützte. Da mit der Höhe über dem Erdboden die Windgeschwindigkeit immer größer wird, so werden hochaufgestellte Regenmesser im allgemeinen kleinere Regenmengen liefern als tief aufgestellte. Diese Tatsache bewog verschiedene Forscher, den Einfluß der Höhenlage des Regenmessers auf die Niederschlagsangabe zu überprüfen. Wild führte z. B. in Petersburg 1873 bis 1882 vergleichende Messungen mit verschiedenen Höhenlagen

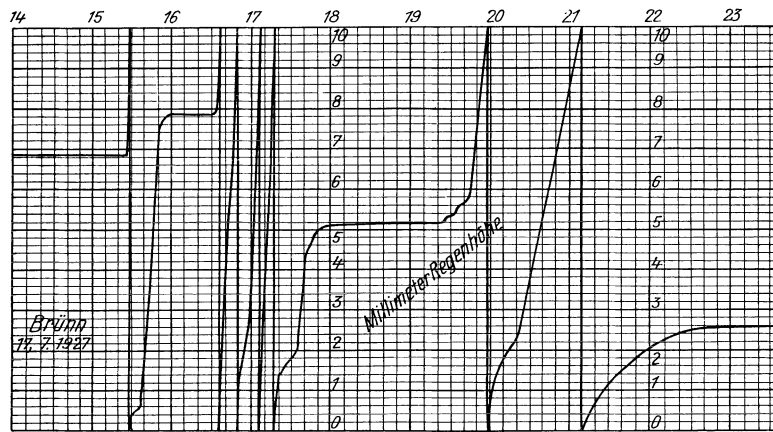


Abb. 17. Aufzeichnung eines Regenschreibers während eines Sturzregens

des Auffanggefäßes durch und fand die in der Tabelle 7 zusammengestellten relativen Mittelwerte:

Tabelle 7. Angaben von Regenmessern in verschiedenen Höhenlagen über dem Boden

Beobachtungszeit	Aufstellungshöhe des Regenmessers über dem Boden					
	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	25 m
Januar, Februar . . . . .	1,00	0,90	0,79	0,77	0,71	0,27
Juli, August . . . . .	1,00	0,99	0,98	0,98	0,97	0,89
Jahr . . . . .	1,00	0,96	0,94	0,92	0,90	0,70

Bei Schneefall ist die Differenz der Angaben verschieden hoch stehender Regenmesser viel größer als bei Regen. Je kleiner die Auffangfläche ist, um so bedeutender ist, wie ebenfalls Versuche von Wild ergeben haben, die scheinbare Regenabnahme mit der Höhe. (Siehe Tabelle 8 auf S. 24).

Daß tatsächlich nur der Wind die Ursache dieser Unterschiede ist, beweist der Umstand, daß Dines bei Windstille unabhängig von der Höhe überall den gleichen Niederschlag erhielt, während Wild bei verschiedenen Windstärken die

Tabelle 8. Angaben von Regenmessern in verschiedenen Höhenlagen über dem Boden bei Schneefall

Höhenlage der Auffangfläche über dem Boden in m..	0	1	2	3	4	5	6
Durchmesser der Auffangfläche 205 mm .....	1,00	0,93	0,91	0,89	0,89	0,88	0,88
128 mm .....	1,00	0,90	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83
77 mm .....	1,00	0,85	0,82	0,80	—	—	—

in der Tabelle 9 zusammengestellten scheinbaren Abnahmen der Niederschlagshöhe feststellte.

Tabelle 9. Einfluß der Windstärke auf die Angaben verschieden hoch stehender Regenmesser

Höhenlage der Auffangflächen .....	0 m	1 m	2 m	25 m
November bis März (Schnee)				
Windstärke 2 bis 5 m/sec .....	1,00	0,89	0,86	0,26
6 bis 9 m/sec .....	1,00	0,86	0,82	0,16
Sommerhalbjahr (Regen)				
2 bis 5 m/sec .....	1,00	0,95	0,92	0,81
6 bis 9 m/sec .....	1,00	0,94	0,84	0,56

Trotzdem man nun weiß, daß ein Regenmesser, der dem Wind ausgesetzt ist, zu wenig Niederschläge anzeigt, muß doch der Regenmesser oft an Stellen aufgestellt werden, die dem Wind ausgesetzt sind. In solchen Fällen wird er nach dem bewährten Vorschlag Wilds mit einem Bretterzaun zum Schutz umgeben, wie

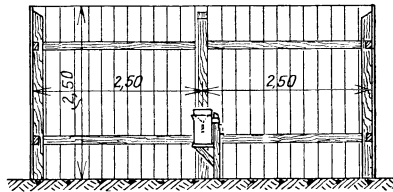


Abb. 18. Schutzzaun von K. Wild für Regenmesser

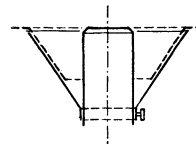


Abb. 19. Schutztrichter von Nipher für Regenmesser

ihn die Abb. 18 veranschaulicht. Weniger Raum erfordert der Schutztrichter von F. E. Nipher (Abb. 19), der am Regenmesser selbst befestigt wird und sich auch gut bewährt hat. Buchau schlägt schließlich vor, den Regenmesser in einer weiten Grube aufzustellen, darüber ein Drahtnetz in Bodenhöhe mit 2,5 cm Maschenweite zu spannen.

Die Größe der Auffangfläche hat auf die Angabe des Regenmessers fast keinen Einfluß, wenn die Störung durch den Wind ausgeschaltet ist; die Angaben von Regenmessern mit 10 und mit 60 cm Durchmesser unterscheiden sich nur um etwa 1 v. H.

In den Regenmessern wird auch der Schnee aufgefangen, der zur Bestimmung der Niederschlagshöhe, wie schon erwähnt wurde, geschmolzen wird. Um aber auch während des Winters an unzugänglichen Beobachtungsstellen im Gebirge über den Schneefall unterrichtet zu sein, werden Schneepegel aufgestellt, an denen die Schneehöhe mittels eines Fernrohres aus Talstationen abgelesen wird. Um aber diese Aufzeichnungen verwerten zu können, muß noch der Wasserwert der Schneedecke ermittelt werden; solche Erhebungen werden an einer Reihe von Stationen

durchgeführt (z. B. in Preußen an 19 Stationen) und es stellte sich dort heraus, daß der Wasserwert von 1 cm Schnee 1,54 mm beträgt. Die Einzelmengen schwankten zwischen 0,2 und 6,7 mm, je nach dem Alter der Schneedecke. Am Arlberg in Langen wurde als Mittelwert 3,2 mm, am Semmering 1,9 mm ermittelt. Um den Wasserwert zu bestimmen, wird mit einem Gefäße bekannten Querschnittes lotrecht ein Schneezylinder ausgestochen, nach Unterschieben eines Bleches am Erdboden gehoben und zum Schmelzen gebracht.

Außer durch die Niederschläge erhält die Erdoberfläche noch erhebliche Wassermengen in Form von Tau und Reif dadurch, daß feuchte Luftschichten mit der kalten Erdoberfläche in Berührung treten, sich dort abkühlen und den verdichteten Wasserdampf im Sommer als Tau, im Winter als Reif an der Erdoberfläche absetzen. Die Wassermengen, die auf diese Weise der Erde zukommen, sind bisher noch nicht gemessen worden.

Die Angaben der Regenmesser werden auf verschiedene Zeitspannen bezogen, je nach der technischen Arbeit, für die sie verwendet werden; so braucht man von einer Beobachtungsstelle Jahresniederschlagshöhen, Niederschlagshöhen gewisser Jahresabschnitte, Monatsniederschlagshöhen, Tagesniederschlagshöhen, ferner Mittelwerte dieser Niederschlagshöhen aus den betreffenden Zeitabschnitten aufeinanderfolgender Jahre und außerdem noch Niederschlagshöhen kurz andauernder heftiger Niederschläge, sogenannter Sturzregen. Schließlich ist für manche Arbeiten auch die Ermittlung der mittleren Niederschlagshöhe innerhalb irgend eines Zeitraumes über einem größeren Gebiet erforderlich; diese Niederschlagshöhe sei in Hinkunft kurz Niederschlagsspende genannt. Alle Niederschlagshöhen, die sich auf einen Zeitraum von einem Tag oder mehr beziehen, können aus den täglichen Ablesungen an den gewöhnlichen Regenmessern ermittelt werden, die von den beobachtenden Anstalten veröffentlicht werden. Niederschlagshöhen von Zeitabschnitten kürzer als ein Tag werden aus den Aufzeichnungen der Regenschreiber entnommen. Die Jahresniederschlagshöhen werden durch Summierung der täglichen Ablesungen eines Regenmessers innerhalb eines Jahres erhalten. Da die Niederschläge das Produkt des Zusammenwirkens der meteorologischen Elemente und der orographischen Beschaffenheit der Umgebung des Beobachtungsortes sind, schwanken sie innerhalb aufeinanderfolgender Jahre recht beträchtlich und sie weisen von einem Beobachtungsort zum anderen große Unterschiede auf. Als Beispiel für die Schwankung der Jahresniederschlagshöhen sind in der Abb. 20 jene von Brünn für den Zeitraum von 1848 bis 1926 zusammengestellt. Die Schwankungen der Jahresniederschlagshöhen müssen bei technischen Arbeiten wohl beachtet werden; es ist nicht immer zulässig, mit den Mittelwerten allein zu rechnen. In Deutschland sind die Jahresniederschlagshöhen innerhalb sehr langer Perioden im nassesten und im trockensten Jahr um 50 v. H. größer bzw. kleiner als das langjährige Mittel und in den Alpen beträgt diese Schwankung etwa  $\pm 40$  v. H.

Eine Betrachtung der an verschiedenen Orten gemessenen Niederschlagshöhen läßt deutlich erkennen, daß die Niederschlagshöhe von der Seehöhe des Beobachtungsortes wesentlich abhängt, auf Bergrücken fällt mehr Niederschlag als in den Tälern. So beobachtete man z. B. im Thurtal im Elsaß (nach R. Koechlin)

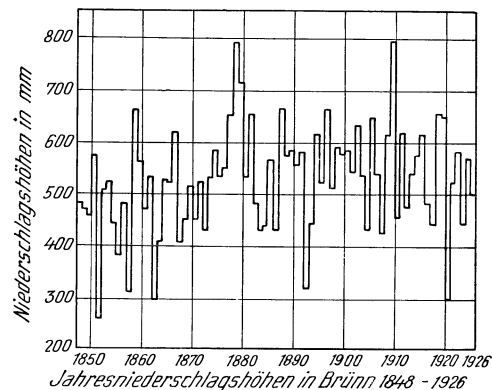


Abb. 20. Jahresniederschlagshöhen in Brünn 1848 bis 1926

in Cernay	in Seehöhe 275 m	eine Jahresniederschlagshöhe	$N = 820$ mm
„ Thann	„ „ 335 „	„ „	$N = 970$ „
„ Willer	„ „ 385 „	„ „	$N = 1420$ „
„ St. Amarin	„ „ 403 „	„ „	$N = 1450$ „
„ Wesserling	„ „ 427 „	„ „	$N = 1630$ „
„ Odern	„ „ 460 „	„ „	$N = 1930$ „
„ Wildenstein	„ „ 570 „	„ „	$N = 2530$ „

In der Abb. 21 ist die Niederschlagsverteilung im Etschgebiet längs des Meridians von Schlanders dargestellt, um den Einfluß der Gebirgsrücken auf die Niederschlags-

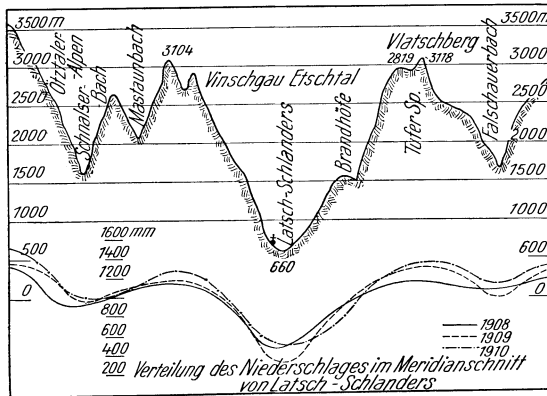


Abb. 21. Verteilung des Niederschlages im Meridianschnitt Latsch—Schlanders, Deutsch-Südtirol

den vorwiegend die Luftströmungen streichen, die die Niederschläge bringen, erhalten mehr Niederschläge als die anderen und man sagt, die anderen Hänge liegen im Regenschatten. Schließlich sei noch erwähnt, daß die Niederschlagsverteilung auch durch die Bodenbedeckung in geringem Maße beeinflusst wird. Beobachtungen, die unter anderem in Indien, in der Schweiz und in Deutschland ausgeführt worden sind, haben deutlich erkennen lassen, daß über ausgedehnten Waldungen mehr Niederschläge fallen als im freien Land und daß besonders Aufforstungen die Niederschlagshöhen vermehren.

Die Grenzwerte der auf der Erde beobachteten Jahresniederschläge liegen recht weit auseinander; so beobachtete man z. B. einerseits als Jahresniederschläge:

in Raibl (Kärnten) . . . . .	2220 mm	in Kamerun . . . . .	4160 mm
Tolmezzo (Italien) . . . . .	2440 „	in Debundja (am Fuße des	
in Crkvice (SHS.) . . . . .	4640 „	Kamerun Peak) . . . . .	10470 „
am Krainer Schneeberg . . . . .	3070 „	Buxa fort (Himalaja) . . . . .	5430 „
Graytown (Nicaragua) . . . . .	6580 „	Cherapunja (Assam) . . . . .	11790 „
Camp Jakob (Westindien) . . . . .	3660 „	Waialealeberg (Hawai) . . . . .	12500 „

während es andererseits weite Gegenden mit wüsten- oder steppenartigem Charakter gibt, in denen nur alle paar Jahre spärliche Niederschläge fallen. Für einige deutsche Beobachtungsstellen sind in der nebenstehenden Tabelle 10 die Jahresniederschlagshöhen zusammengestellt.

Die Jahresniederschlagsspende eines ganzen Gebietes erhält man, indem man die über einem Gebiete innerhalb eines Jahres gefallenen Gesamtniederschlagsmengen durch den Flächeninhalt des Gebietes dividiert. Mittlere Jahresniederschlagsspenden einiger deutscher und österreichischer Flußgebiete sind in der Tabelle 12 (siehe S. 28) zusammengestellt. Ebenso wie die Jahresniederschlagshöhen schwanken auch die Jahresniederschlagsspenden in aufeinanderfolgenden Jahren in weiten Grenzen, die neben der mittleren Jahresniederschlagsspende bei vielen technischen Arbeiten sorgfältig ermittelt und beachtet werden müssen.

höhen zu veranschaulichen. Für einzelne Bergrücken lassen sich Formeln aufstellen, die annähernd die Niederschlagshöhe  $N$  in verschiedenen Höhen zu ermitteln erlauben; so hat z. B. Th. Rehbock für den Schwarzwald die Beziehung

$$(27) \quad N = 630 + 0,81 h$$

aufgestellt, in der  $h$  die Seehöhe in Metern bedeutet. In Westpreußen und Posen nimmt die Niederschlagshöhe um etwa 65 mm auf je 100 m Seehöhe zu.

Die beiden Hänge eines Höhenzuges können sehr verschiedene Niederschläge erhalten; jener Hang, gegen

Tabelle 10. Niederschlagsverhältnisse einiger deutscher Städte

Beobachtungsort	Mittlere Jahresniederschlagshöhe mm	Größte Monatsniederschlagshöhe		Größte Tagesniederschlagshöhe mm	Sturzregen					
		mm	Monat		Dauer mehr als eine Stunde			Dauer weniger als eine Stunde		
					mm	Dauer min	mm/min	mm	Dauer min	mm/min
Aachen .....	857	162	September	75	37,5	100	0,38	26,0	52	0,50
Berlin .....	583	229	Juli	170	166,0	345	0,48	18,9	14	1,35
Breslau .....	585	229	August	112	95,0	90	1,10	—	—	—
Danzig .....	520	207	Juli	73	63,4	160	0,40	—	—	—
Dresden .....	571	—	—	102	75,0	90	0,83	41,0	30	1,37
Göttingen .....	547	186	Juli	48	51,1	160	0,32	35,3	43	0,82
Halle .....	486	206	Juli	89	50,0	90	0,56	—	—	—
Kiel .....	652	161	Juli	100	89,0	300	0,23	24,0	20	1,20
Königsberg .....	688	186	Juli	69	58,0	120	0,48	55,0	45	1,22
Oldenburg .....	732	190	Juli	108	108,0	240	0,45	—	—	—
Remscheid .....	1184	—	—	67	41,7	90	0,46	62,0	60	1,03
Trier .....	695	239	September	73	—	—	—	39,4	55	0,72
Wien .....	566	—	—	104	—	—	—	26,5	20	1,33

Tabelle 11. Gang der Monatsniederschlagshöhen in v. H. des mittleren Jahresniederschlages

Beobachtungsort	Jahr mm	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember
Werchojansk .....	127	3,9	2,4	1,6	3,2	5,5	17,3	21,4	18,9	11,0	6,3	5,5	3,2
Leningrad .....	426	5,2	4,9	5,4	5,6	10,1	10,8	16,0	16,2	12,0	10,1	8,4	7,1
Moskau .....	546	5,5	4,6	5,7	6,4	9,0	9,9	13,2	13,0	10,6	7,9	7,3	7,1
Odessa .....	409	5,6	4,7	6,8	6,8	8,1	14,4	12,7	7,3	8,6	7,1	9,8	8,1
Stockholm .....	437	4,6	4,1	4,6	5,3	8,0	9,6	13,3	14,2	10,5	11,4	8,0	8,4
Oslo .....	583	5,3	4,1	4,6	4,8	7,2	8,9	14,6	12,5	13,0	11,2	8,2	5,5
London .....	613	8,1	6,0	6,2	6,5	7,8	8,5	10,1	9,4	9,0	11,4	9,1	7,8
Kopenhagen .....	560	6,2	5,4	6,1	6,1	7,3	8,9	11,4	11,8	10,3	10,7	8,2	7,5
Brüssel .....	728	7,6	6,3	6,4	6,3	8,1	8,9	10,3	10,2	9,1	9,9	8,2	8,7
Berlin .....	581	6,7	6,4	7,6	6,2	8,4	11,2	13,5	9,8	7,2	7,9	7,4	8,1
Wien .....	623	5,9	5,3	7,5	8,0	11,6	11,2	11,4	10,9	7,2	7,5	6,7	6,7
München .....	912	5,1	3,9	5,7	7,8	10,2	13,1	14,0	11,6	10,3	7,0	5,2	6,1
Genf .....	849	5,4	5,1	6,4	7,3	9,2	9,2	8,7	10,5	10,4	12,0	9,1	6,8
Budapest .....	640	5,8	4,9	7,0	9,1	11,6	11,6	8,3	7,8	8,0	10,3	8,3	7,5
Bukarest .....	583	5,3	4,6	7,2	8,7	10,8	14,4	12,3	8,2	6,3	6,5	8,1	7,5
Konstantinopel .....	733	11,9	9,4	8,5	5,7	4,1	4,6	3,7	5,7	7,1	8,7	13,9	16,6
Athen .....	390	13,3	9,5	8,7	5,4	5,1	4,4	1,8	2,3	3,6	11,3	18,7	15,9
Jerusalem .....	648	24,2	21,1	15,3	6,6	0,9	0	0	0	0	2,6	8,9	21,3
Alexandrien .....	210	27,1	14,8	9,1	1,4	0,5	0	0	0	1,4	2,8	19,1	24,0
Paris .....	537	7,3	5,2	6,7	7,3	9,1	10,2	9,5	9,0	8,9	10,6	8,4	7,8
Mailand .....	1007	6,2	5,8	6,7	8,6	10,2	8,2	7,0	8,0	8,8	11,9	10,8	7,5
Triest .....	1091	5,8	5,2	6,7	7,6	8,9	9,8	6,9	8,2	11,3	13,3	9,3	6,9
Rom .....	827	10,1	8,0	8,7	7,9	6,7	4,7	2,2	3,1	7,8	15,3	13,8	11,8
Madrid .....	412	9,0	7,5	9,7	10,2	10,4	7,5	2,2	3,6	8,5	11,7	10,9	9,0
Lissabon .....	741	13,0	11,6	12,1	9,5	7,3	2,2	0,4	1,1	4,3	11,6	13,9	12,9
Peking .....	634	0,5	0,8	0,9	2,5	5,7	12,1	37,8	25,4	10,3	9,5	1,1	0,3
Tokio .....	1491	3,7	4,8	7,4	8,6	10,2	11,1	9,4	7,7	13,6	12,3	7,0	4,0
Neuyork .....	1095	8,1	8,3	8,8	7,2	7,4	7,3	11,0	10,3	7,6	8,3	8,0	7,7
Buenos Aires .....	933	7,9	7,1	12,5	7,7	8,2	7,6	5,6	6,3	8,5	9,8	7,8	10,6
Nukuss .....	80	14,0	6,0	20,0	26,0	12,0	5,0	1,0	2,0	1,0	4,0	2,0	8,0

Tabelle 12. Gang der mittleren Monatsniederschlagsspende und mittlere Jahresniederschlagsspende einiger Gebiete

Gebiet	Mittlere Jahresniederschlagsspende mm	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember
Westliches Ostseegebiet . Preußen und Hinter- pommern .....	540	7	6	6	6	8	10	11	12	10	8	8	8
Harz .....	580	6	5	6	6	8	10	12	13	10	8	8	7
Thüringer Wald .....	1060	7	8	8	7	8	11	12	10	8	8	8	9
Erzgebirge .....	930	8	9	8	6	8	9	9	9	7	8	10	9
Nordwest-Böhmen .....	820	6	8	8	8	9	11	11	9	7	7	9	8
Riesengebirge .....	500	6	6	6	7	10	13	11	10	7	7	8	8
Vogesen .....	860	6	6	8	7	9	11	12	12	8	7	8	7
Schwarzwald W u. SW ..	1260	11	8	9	7	7	8	8	9	7	8	8	9
Böhmerwald .....	1460	7	8	8	8	9	10	10	7	9	10	7	7
Rheingebiet, Vorarlberg	1430	9	8	10	6	8	9	10	8	6	7	10	9
Oberer Inn .....	5,0	6,5	6,6	7,3	8,3	12,3	13,7	11,6	10,1	7,1	5,1	6,4	
Große Ache .....	1187	4,4	5,5	6,2	5,9	8,0	12,0	15,4	13,4	10,7	7,0	4,9	6,6
Salzach .....	4,7	5,8	6,5	6,1	8,7	13,5	14,7	13,1	9,9	5,8	4,6	6,6	
Unterer Inn .....	1498	4,5	5,2	6,2	6,0	8,9	12,1	15,1	13,8	10,4	6,8	5,0	5,9
Mühlviertel .....	5,6	5,3	6,4	6,8	10,3	11,4	13,1	11,9	10,6	6,4	5,2	7,0	
Traun .....	5,4	5,3	6,6	6,5	10,2	12,5	13,8	12,4	9,2	6,5	5,1	6,5	
Enns .....	1496	5,6	6,0	7,4	6,7	8,9	11,6	13,6	12,6	9,2	6,5	5,1	6,7
Donau in Niederösterreich	1075	5,5	6,3	7,5	6,6	9,0	11,8	14,2	12,6	9,1	6,4	4,7	6,4
Obere Thaya .....	5,5	4,9	6,7	7,9	11,1	12,4	13,2	11,6	8,2	7,4	5,2	6,0	
Untere March in N.-Ö....	5,2	4,3	6,9	7,7	11,3	13,2	13,7	11,3	8,5	6,6	5,2	6,1	
Leitha, Rabnitz .....	5,9	4,3	7,2	9,0	11,2	11,2	12,3	10,2	7,7	8,4	6,1	6,5	
Obere Mur .....	4,7	4,4	6,7	8,3	10,8	12,0	12,2	11,2	8,6	8,9	6,1	6,0	
Mürz .....	1083	3,7	3,7	6,2	7,1	9,2	11,9	14,9	14,1	10,5	8,3	5,5	4,9
Mittlere Mur .....	1142	5,7	4,9	6,5	6,8	9,4	11,8	13,7	12,5	9,7	7,2	5,6	6,2
Raab mit Lafnitz .....	3,4	3,4	5,6	8,4	10,8	12,6	13,6	13,0	10,0	9,2	5,6	4,4	
Obere Drau .....	3,5	3,7	5,4	8,3	10,4	13,0	13,8	12,7	9,6	8,8	6,4	4,4	
Gail .....	1252	3,6	4,5	6,6	6,6	8,9	10,1	12,7	12,2	10,2	10,5	7,9	6,2
Mittlere Drau .....	1693	4,7	5,2	8,1	7,3	8,8	8,9	9,4	9,6	9,7	11,9	9,0	7,4
		3,2	3,2	5,7	6,9	10,4	11,5	14,1	13,0	10,7	10,1	6,3	4,9

— Jahr 1926    - - - - - mittleres Jahr  
 - - - - - nasses Jahr    - - - - - trocheneres Jahr

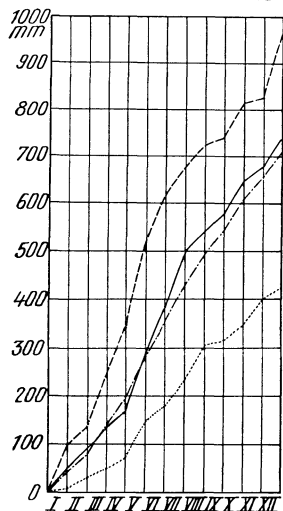


Abb. 22. Summenlinie der Niederschläge in Preßburg

Werden die täglichen Ablesungen an einem Regenschirm monatweise zusammengezählt, so erhält man die Monatsniederschlagshöhen des betreffenden Ortes und das arithmetische Mittel der Regenhöhen eines bestimmten Monats aufeinanderfolgender Jahre stellt die mittlere Monatsniederschlagshöhe des betrachteten Zeitabschnittes dar. Die Monatsniederschlagshöhen aufeinanderfolgender Monate sind sehr verschieden und lassen, wie ein Blick in die Tabellen 11 und 12 lehrt, einen für die Gegend charakteristischen Gang erkennen.

In aufeinanderfolgenden Jahren weisen die Monatsniederschlagshöhen bestimmter Monate auch erhebliche Unterschiede auf; in einem sehr trockenen oder sehr nassen Jahre müssen aber nicht alle Monatsniederschlagshöhen des Jahres unter oder über jenen des mittleren Jahres liegen. Ja, es ist sogar möglich, daß in irgend einem Monate eines sehr trockenen Jahres mehr Niederschläge fallen als im selben Monat eines

nassen Jahres. Zeichnerisch kann der Gang der Monatsniederschläge anschaulich auch durch Summenlinien (Abb. 22) dargestellt werden.

Innerhalb eines Monates sind schon Niederschlagshöhen beobachtet worden, die nahe an die Jahresniederschlagshöhe des Ortes heranreichen. Einige beobachtete Höchstwerte der Monatsniederschläge sind in der Tabelle 10 zusammengestellt. Ganz außerordentliche Monatsniederschlagshöhen ergaben die Beobachtungen in Altaussee, wo 793 mm gemessen wurden, ferner am Hintersee mit 594 mm, beim Bodenbauer im Hochschwabgebiet 582 mm, in Raibl 596 mm und in Crkvice 1642 mm.

Die Tagesniederschlagshöhen schwanken sehr bedeutend; für technische Arbeiten sind nur beobachtete größte Tagesniederschlagshöhen von Belang (siehe Tabelle 10). Von besonders großen Tagesniederschlagshöhen seien überdies noch erwähnt:

Adolfsgrün (Erzgebirge).....	113 mm
Schneekoppe .....	239 „
Hadersdorf bei Wien .....	195 „
Alt-Aussee .....	242 „
Mühlau bei Admont.....	287 „
Bodenbauer im Hochschwabgebiet .....	207 „
Crkvice .....	354 „
Tanaba in Japan .....	902 „
Madras in Indien .....	523 „
Cherapunja .....	1036 „
Purneah, Nordbengalen.....	889 „
Nedunkeni (Ceylon) .....	807 „
Bagnio (Philippinen).....	1168 „
Silver Hill (Jamaica).....	775 „
Trentschin (Ungarn).....	267 „
Flinsberg.....	215 „
Löwen .....	151 „
Nedrebo (Norwegen) .....	150 „

Kurz andauernde, aber sehr heftige Regen werden Sturzregen oder Wolkenbrüche genannt; ihrer Kenntnis kommt beim Entwurfe von städtischen Entwässerungsanlagen größte Bedeutung zu und es werden daher an zahlreichen Beobachtungsstellen Aufzeichnungen über solche Niederschläge gemacht. Die Regendichte  $i$  (in mm/min) ist bei solchen Sturzregen um so größer, je kürzer die Regendauer ist.

Für die Regendichte von Sturzregen hat G. Hellmann die Beziehung

$$i = -0,311 + \frac{3,522}{\sqrt[3]{t}} \quad (28)$$

aufgestellt, die für das nördliche Deutschland gut zutreffende Ergebnisse liefert; in ihr bedeutet  $t$  die Regendauer in Minuten. Die Niederschlagshöhe eines Regens von der Dauer  $t$  beträgt danach

$$N_{(mm)} = -0,311 t + 3,522 t^{2/3} \quad (29)$$

In den Alpen, wo heftigere Sturzregen fallen, werden die aus der Hellmannschen Formel berechneten Werte vielfach weit übertroffen. In diesen Gebieten liefert die Formel

$$N_{(mm)} = 10\sqrt{t} \quad (30)$$

gut zutreffende Ergebnisse, wenn die seltenen katastrophalen Sturzregen außer Betracht gelassen werden.

Die Sturzregen haben in der Regel eine um so geringere Ausdehnung, je heftiger sie sind; um ein besonders heftig überregnetes Gebiet, dem Regenkerneln, liegen ringförmig Gebiete mit immer schwächeren Niederschlägen.



Für die größte stündliche Niederschlagsspende  $N_{st}$  (in mm/Stunde), mit der ein Gebiet von  $F$  km<sup>2</sup> gleichzeitig überregnet wird, hat R. Hofbauer die empirische Formel

$$(31) \quad N_{st} = \frac{216}{\sqrt{F}}$$

aufgestellt. Die größten stündlichen Niederschlagsmengen fallen nicht in den Gegenden größter Jahresniederschläge, sondern meist in warmen Niederungen und am häufigsten in den Nachmittagsstunden. Sturzregen, die in einer Reihe deutscher Städte gemessen worden sind, sind in der Tabelle 10 zusammengestellt (vgl. auch S. 374). Neben diesen Sturzregen, mit deren Wiederkehr alle Jahre zu rechnen ist, sind aber noch Wolkenbrüche von selten hoher Regendichte beobachtet worden, die verheerende Katastrophen hervorgerufen haben; so z. B.

im Stiftingtal bei Graz am 13. Juli 1913 . . . . .	in 180 Minuten	670 mm
in Cara-Omer in der Dobrudscha . . . . .	„ 240 „	320 „
„ Curtea de Arges in Rumänien . . . . .	„ 20 „	205 „
„ Rio de Janeiro . . . . .	„ 240 „	223 „
„ Newcastl in Queensland . . . . .	„ 150 „	269 „
„ Mani auf Hawai . . . . .	„ 240 „	356 „
„ Molito les bains in den Ostpyrenäen . . . . .	„ 90 „	313 „
„ Fiume . . . . .	„ 195 „	223 „

Solche Niederschläge treten nur äußerst selten auf, sind räumlich sehr beschränkt und es wird mit ihnen aus wirtschaftlichen Gründen bei der Verfassung von Entwürfen in der Regel nicht gerechnet.

Für die Bodenkultur kommt es nicht so sehr auf die Niederschlagshöhe und deren Gang innerhalb eines Jahres als auf die Zahl der Regentage und deren Niederschlagshöhen innerhalb der Wachstumsperiode der Pflanzen an. Wird innerhalb eines betrachteten Zeitabschnittes die Niederschlagshöhe durch die Dauer der Niederschläge dividiert, so erhält man die mittlere Regendichte. Die Regendauer innerhalb eines Zeitabschnittes wird Regenhäufigkeit genannt; wird die Regenhäufigkeit durch die Dauer des betrachteten Zeitabschnittes dividiert, so hat man die Regenwahrscheinlichkeit im betrachteten Zeitabschnitte. Die Regenwahrscheinlichkeit hat, wie ein Blick in die Abb. 23 lehrt, in verschiedenen Gegenden einen sehr charakteristischen Gang.

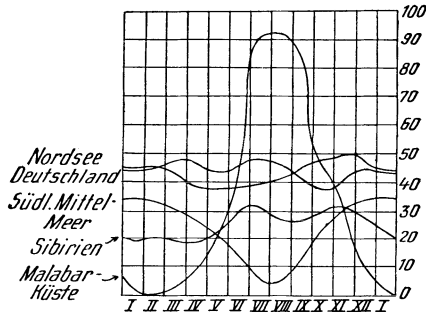


Abb. 23. Gang der Regenwahrscheinlichkeit in verschiedenen Gegenden

Werden die Niederschlagshöhen eines bestimmten Zeitabschnittes für jede Beobachtungsstelle summiert, die so erhaltenen Höhen in Karten eingetragen und Orte gleicher Niederschlagshöhen miteinander verbunden, so erhält man eine Niederschlagskarte des betreffenden Zeitabschnittes, in der übersichtlich die Niederschlagsverteilung dargestellt ist und aus der überdies für beliebige andere Stellen die Niederschlagshöhe entnommen werden kann. In der Regel werden solche Karten für die Jahresniederschläge und ausnahmsweise für wichtigere Niederschlagsperioden, z. B. solche, die hohe Flutwellen hervorgerufen haben oder für Sturzregen entworfen. Die Linien, die Orte gleichen Niederschlages verbinden, werden Linien gleichen Niederschlages, Niederschlagsgleichen oder Isohyäten genannt.

Wenn die Regenkarte als Schichtplan angesehen und das Volumen des durch diesen Schichtplan dargestellten Körpers ermittelt wird, so erhält man die Nieder-

schlagsmenge des Gebietes; wird diese durch die Niederschlagsfläche dividiert, so hat man die Niederschlagsspende des Gebietes. Ähnlich wie für die Niederschläge werden öfter auch für den Schnee sogenannte Schneekarten gezeichnet.

Für das Zeichnen der Linien gleichen Niederschlages gibt H. Engels eine einfache Regel an. Sind  $A, B, C, D, E$  Orte gleichen Niederschlages, so verbindet man sie in der in der Abb. 24 ersichtlichen Weise, zieht die Winkelhalbierenden und zeichnet die Linie gleichen Niederschlages derart, daß die Winkelhalbierenden zu Tangenten dieser Linie werden.

Beispiele solcher Niederschlagskarten sind in den Abb. 25 und 26 dargestellt. Die Abgrenzung des Gebietes auf solchen Karten erfolgt in der Regel nicht nach politischen Grenzen, sondern nach den Wasserscheiden eines überregneten Flußgebietes, so daß leicht die für den Durchfluß an irgend einer Stelle des Flusses maßgebende Niederschlagsmenge ermittelt werden kann.

Die Kenntnis der in einem kommenden Zeitraum zu erwartenden Niederschläge ist auf vielen Gebieten der Wasserwirtschaft sehr erwünscht, weil sie manche Entscheidungen wesentlich erleichtert, bzw. überhaupt erst ermöglicht. Es handelt sich bei der Voraussage der Niederschlagsmenge um eine Art „Wettervoraussage auf lange Zeit voraus“, der der Gedanke zu Grunde liegt, daß die Schwankungen der meteorologischen Elemente in den drei, das Wetter Europas beherrschenden Aktionszentren der Atmosphäre bei Island, bei den Azoren und über Rußland—Sibirien einige Zeit brauchen, bis sie die Wetterlage in Europa verändern. Solche Wettervoraussagen werden nur für größere Gebiete, wie z. B. Norddeutschland oder die Nordalpen, gemacht und geben nur den durchschnittlichen Witterungscharakter an. Der kürzeste Zeitraum, für den sie möglich sind, ist ein Monat; je kleiner ein betrachtetes Gebiet ist, desto mehr werden sich örtliche Störungen des Wetters (örtliche Gewitterregen, Sturzregen), die nicht von den Vorgängen in den atmosphärischen Aktionszentren hervorgerufen werden, bemerkbar machen.

Eine Niederschlagsvoraussage auf dieser Grundlage hat für ein verhältnismäßig kleines Niederschlagsgebiet erstmals W. v. Keßnitz versucht. Unter Verwendung der Methode der partiellen Korrelationen suchte er Beziehungen zwischen der Monatsniederschlagshöhe im Einzugsgebiete der Teigitsch (Steiermark) und den Monatsmitteln der Temperatur und des Luftdruckes in den Vormonaten in den drei für Europa maßgebenden Aktionszentren der Atmosphäre und verwendete hierbei die Beobachtungen von Stykkisholm und Seydisfjord auf Island bzw. Thorshaven auf den Färöer Inseln (isländische Zyklone), ferner jene von La Coruna (Azorenmaximum) und St. Petersburg (russisch-sibirisches Aktionszentrum). Die umfangreichen Berechnungen ergaben die in der Tabelle 13 zusammengestellten Gleichungen, in denen die Niederschlagshöhe  $N$  in Millimetern und die Temperatur  $t$  in Celsiusgraden ausgedrückt wird und in denen für den Barometerstand  $B$  nur jener Betrag in Millimetern einzusetzen ist, der 700 mm übersteigt; es ist also z. B. bei einem Luftdruck von 736 mm für  $B = 36$  mm in den Formeln einzusetzen.

Trotzdem das für die Niederschlagsvoraussage in Betracht gezogene Gebiet relativ sehr klein ist und die Beobachtungen aus den atmosphärischen Aktionszentren nur von solchen Orten genommen wurden, von denen sie in den täglichen Wettermeldungen bekanntgemacht werden, ist die Übereinstimmung zwischen vorausgesagten und beobachteten Niederschlägen so gut, daß dieses Verfahren praktisch anwendbar ist.

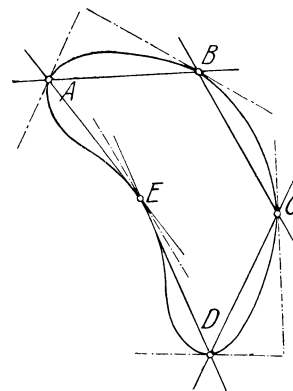


Abb. 24. Regel für das Zeichnen von Regengleichen. (Nach H. Engels)

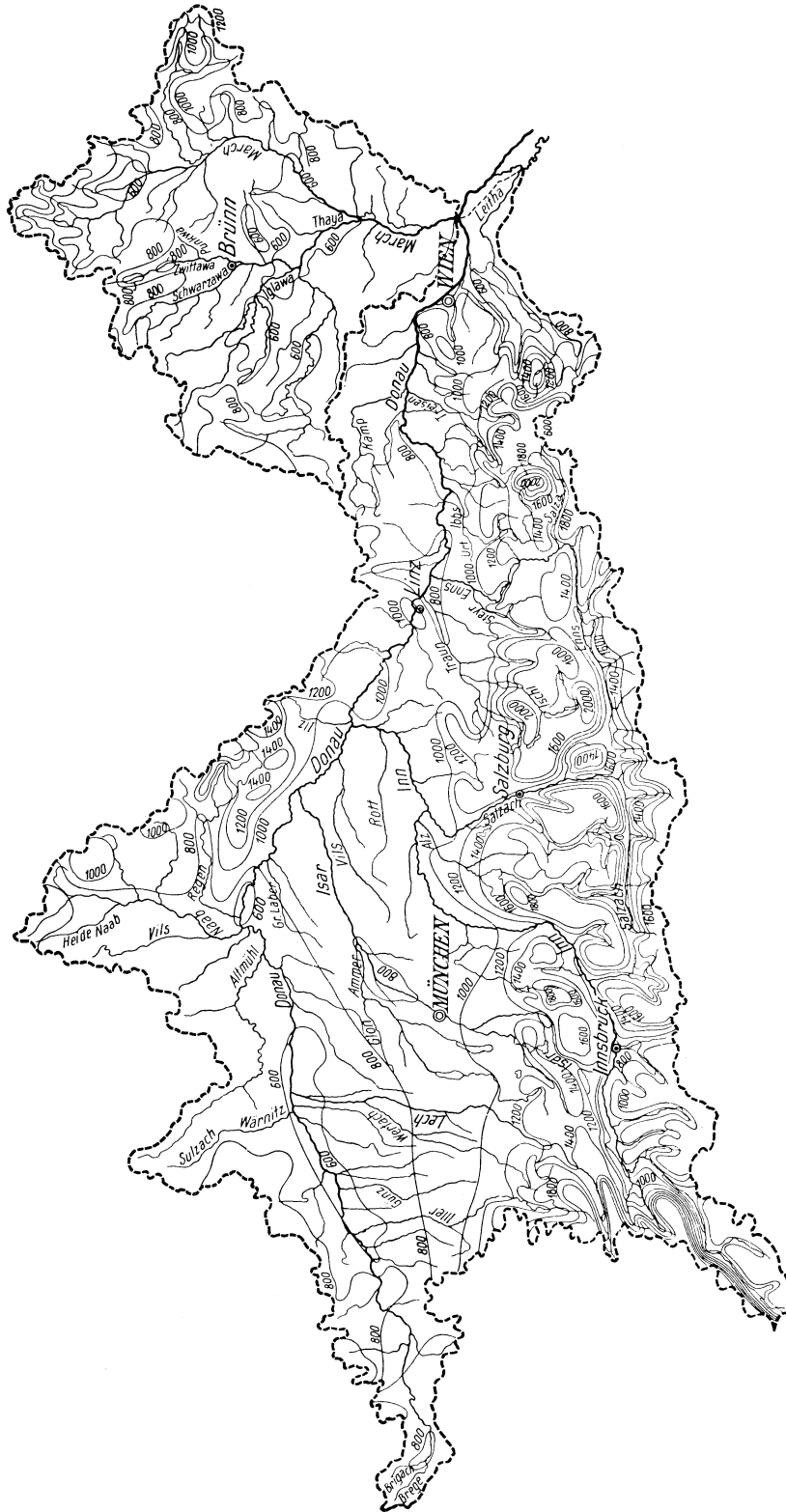


Abb. 25. Mittlere Jahresniederschlagshöhen im Donaubeite. (Nach den Veröffentlichungen des hydrographischen Zentralbureaus in Wien)

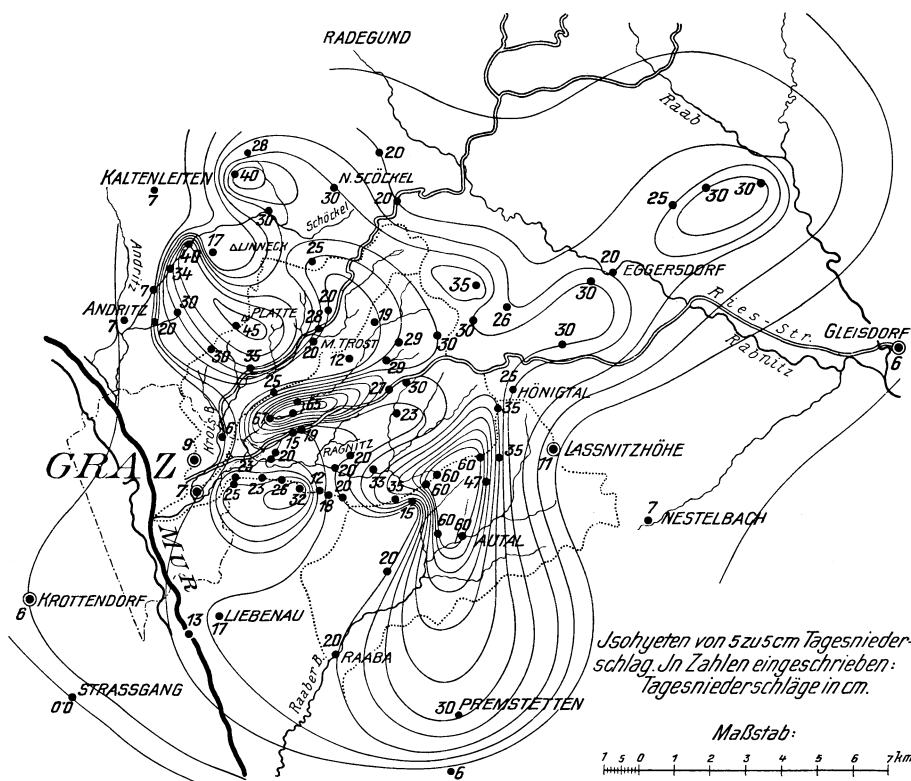


Abb. 26. Regengleichen (Isohyeten) des Niederschlages am 16. Juli 1913 bei Graz

Tabelle 13. Korrelationsgleichungen zur Berechnung des Niederschlages für das Teigitschgebiet

Monat	Gleichung	Beobachtungsort und -zeit für B und t	Mittlerer Fehler in v. H.
Januar	$N = + 50,3 - 0,351 B - 12,58 t$	Stykkisholm, Dezember	31,6
Februar	$N = + 535,1 - 5,49 B - 14,29 t$	La Coruna, Dezember	37,7
März	$N = -160,1 + 4,96 B + 10,85 t$	Stykkisholm, Dezember	35,1
„	$N = + 113,4 - 2,36 B + 8,57 t$	La Coruna, Dezember	36,2
April	$N = -211,0 + 4,55 B$	La Coruna, Januar	32,2
Mai	$N = + 268,0 - 17,50 t$	La Coruna, Januar	22,4
„	$N = + 47,2 + 3,25 B - 4,70 t$	Stykkisholm, Januar	25,1
Juni	$N = + 351,6 - 1,13 B - 16,4 t$	La Coruna, März	15,1
Juli	$N = + 473,6 - 5,38 B - 17,1 t$	Thorshaven, März	22,0
„	$N = -232,8 + 3,11 B + 17,3 t$	La Coruna, März	23,3
August	$N = + 122,0 + 12,04 t$	Stykkisholm, April	26,7
„	$N = -156,5 + 4,86 B$	St. Petersburg, Dezember	25,1
September	$N = + 334,0 - 6,06 B + 11,38 t$	Stykkisholm, Juli	31,1
Oktober	$N = -150,5 + 4,71 B - 15,52 t$	Stykkisholm, Juli u. August	27,0
November	$N = + 732 - 10,9 B$	La Coruna, September	37,8
„	$N = -263,5 + 0,898 B + 29,3 t$	Thorshaven, September	44,7
Dezember	$N = -1504,5 + 25,0 B$	La Coruna, Juli	30,3
„	$N = + 377,7 - 5,74 B$	Thorshaven, Oktober	33,8

Literatur: Brauer, R.: Praktische Hydrographie. Leipzig: M. Jännecke. 1907. — Hann und Süring: Lehrbuch der Meteorologie, 4. Aufl. Leipzig: C. H. Tauchnitz. 1926. — Keßlitz, W. v.: Über verschiedene Methoden zur Vorausberechnung von Monatsmittelwerten der Wasserführung österreichischer Alpenflüsse. Die Wasserwirtschaft, S. 109. 1928. — Koehlin, R.: Mécanisme de l'eau. Paris: C. Béranger. 1926.

#### IV. Die Korrelationsmethode

Die Korrelationsmethode ist ein Verfahren der Statistik, das dazu dient, den vermuteten Zusammenhang zwischen veränderlichen Erscheinungen, die sich durch Zahlen ausdrücken lassen, in mathematischer Form auszudrücken; sie dient also dazu, die Tatsache einer Korrelation festzustellen. Der Zusammenhang zweier Größen wird in der Mathematik als Funktion bezeichnet; sie ist ein Gesetz, das die Berechnung der einen Größe aus den anderen exakt ermöglicht und im Sinne der Korrelationsmethode als strikte Korrelation zu bezeichnen ist. In den Naturwissenschaften ist man nicht immer in der Lage, für den Zusammenhang von Größen Gesetze aufzustellen, man muß sich oft mit Regeln begnügen, deren Ergebnisse unter Umständen von den Beobachtungen auch mehr oder weniger abweichen. Solche Regeln sind die Korrelationen, von denen weiter die Rede sein wird. Während bei einem Gesetze der Zusammenhang aller Größen, die ein bestimmtes Ereignis bedingen, bekannt wird, ist diese Kenntnis bei der Korrelation unvollständig, lückenhaft. Außer den bekannten Größen nehmen auf das Endresultat noch andere, unbekannte, Einfluß, so daß das Endresultat nicht genau vorauszubestimmen ist. Die Voraussage nach der aufgestellten Korrelation wird im Durchschnitte vieler Fälle mit Wahrscheinlichkeit eintreffen, während in Einzelfällen durch das zufällige Überwiegen einer unbekanntes Größe die Voraussage versagen kann.

Die gewöhnliche Art, eine Korrelation darzustellen, besteht in der Regel darin, daß man die beiden in Beziehung gesetzten Veränderlichen neben- oder übereinander als Linienzüge aufzeichnet. Die Linienzüge entsprechen einer großen Zahl von Wertpaaren und man vergleicht die Linienzüge in roher Weise, indem man nachsieht, ob z. B. dem Ansteigen des einen ein Steigen oder Fallen des andern entspricht, ob einem Höchstwert des einen ein Höchst- oder Kleinwert des andern zugeordnet ist. Diese Vergleiche sind aber nur roh und oftmals irreführend.

Die Korrelationsmethode benutzt statt des Bildes der Linienzüge die Zahlen selbst. Um zunächst die relative Größe oder Kleinheit eines Wertes zu beurteilen, der mit der relativen Größe oder Kleinheit eines andern in Beziehung steht oder korreliert sein soll, nimmt man am einfachsten die Abweichungen der Einzelwerte vom Mittelwert der Reihe; rechnet man z. B. die Abweichungen vom Mittelwert nach oben positiv, nach unten negativ, so ist ein Wert dessen Abweichung positiv ist, groß und umgekehrt. Die Abweichungen des einen Linienzuges vom Mittelwert seien mit  $x_1$ , die des andern Linienzuges mit  $x_2$  bezeichnet. Verlaufen beide Linienzüge ähnlich, so entspricht im allgemeinen einem  $+x_1$  ein  $+x_2$ , einem  $-x_1$  auch ein  $-x_2$ , das Produkt  $x_1 \cdot x_2$  ist bei ähnlichem Verlauf der Linienzüge im allgemeinen stets positiv. Ist der Verlauf des zweiten Linienzuges dem Spiegelbild des ersten im allgemeinen ähnlich, so haben  $x_1$  und  $x_2$  entgegengesetzte Vorzeichen und die Produkte  $x_1 \cdot x_2$  sind negativ. Von dieser Regel abweichende Vorzeichen des Produktes  $x_1 \cdot x_2$  kommen den Ausnahmen von der Regel zu; je häufiger diese Ausnahmen eintreffen, um so weniger streng gilt die Regel.

Um ein Maß der Genauigkeit der Regel zu erhalten, bildet man unter Berücksichtigung der Vorzeichen die Summe der Produkte  $x_1 x_2$ ; verlaufen die Linienzüge ähnlich, so wird diese Summe stets positiv sein, im entgegengesetzten Fall stets negativ. Sind die Wertpaare der Linienzüge ganz zufällig zusammengelassen, besteht also gar keine Beziehung zwischen ihnen, dann wird bei einer entsprechend großen Zahl von Wertpaaren das Produkt  $x_1 x_2$  bald  $+$ , bald  $-$  sein und die Summe aller Produkte  $\Sigma x_1 x_2 = 0$ . Bei sehr langen Reihen gilt also  $\Sigma x_1 x_2 = 0$  als Zeichen fehlender Korrelation, andererseits ist die Korrelation um so größer, je größer die Summe der Produkte ist. Die Größe der Summe hängt aber außer von der Größe der Korrelation auch von der Anzahl  $n$  der verwendeten Wertpaare und von der Maßeinheit ab, in der  $x_1$  und  $x_2$  ausgedrückt wurde. Um diesem Übelstande abzuwehren, dividiert man  $\Sigma x_1 x_2$  noch durch die Anzahl der Wertpaare  $n$  und durch den Mittelwert der absoluten Werte von  $x_1$  und  $x_2$ . Es ist dann  $\frac{\Sigma x_1^2}{n}$  das mittlere Quadrat von  $x_1$ ,

$$\frac{\Sigma x_2^2}{n} \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad x_2$$

Setzt man

$$(32) \quad \sqrt{\frac{\Sigma x_1^2}{n}} = \sigma_1, \quad \sqrt{\frac{\Sigma x_2^2}{n}} = \sigma_2$$

so stellt

$$(33) \quad r = \frac{\Sigma x_1 \cdot x_2}{n \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2}$$

eine Zahl dar, die frei von der benutzten Maßeinheit und proportional  $\Sigma x_1 x_2$  ist; man nennt sie den Korrelationsfaktor.

$$\begin{array}{ll} \text{Sind alle } x_1 = x_2, & \text{so ist } r = 1, \\ \text{,, ,, } x_1 = -x_2, & \text{,, ,, } r = -1; \end{array}$$

$r = +1$  stellt die größte Korrelation vor, die beiden Linienzüge decken sich identisch,  $r = -1$  stellt hingegen die größte Gegensätzlichkeit vor, der eine Linienzug ist genau das Spiegelbild des andern und  $r = 0$  besagt, daß die beiden betrachteten Größen überhaupt keine Beziehung zueinander haben, sondern zufällig zusammengekommen sind.  $r = +0,6$  besagt z. B., daß die betrachteten Größen in positiver Beziehung zueinander stehen;  $x_1$  ist aber durch  $x_2$  nur zum Teil bestimmt, auf  $x_1$  nehmen noch eine oder mehrere unbekannte Größen Einfluß.

Die Untersuchungen können aber nicht mit unendlich vielen Wertpaaren durchgeführt werden, so daß auch bei vollkommenem Fehlen jedweder Beziehung zwischen den betrachteten Größen im allgemeinen  $r \neq 0$  sein wird. Der Korrelationsfaktor  $r$  wird also im allgemeinen mit einem Fehler  $f$  behaftet sein, der um so größer wird, je kleiner die Zahl  $n$  der verwendeten Wertpaare ist. Pearson hat den Fehler  $f$  berechnet, der die Unsicherheit des Korrelationsfaktors angibt, der aus einer zu geringen Zahl  $n$  von Beobachtungen ermittelt wurde; nach ihm beträgt

$$f = \pm \frac{0,67449 (1 - r^2)}{\sqrt{n}} \quad (34)$$

Der Korrelationsfaktor  $r$  liegt zwischen  $r + f$  und  $r - f$ ; je enger dieser Spielraum liegt, um so sicherer ist die gefundene Korrelation. Man nimmt gewöhnlich an, daß  $f$  nicht größer als  $\frac{r}{6}$  sein darf. Trotz kleiner Fehler  $f$  kann es aber sein, daß die Korrelation nur ein Produkt des Zufalls ist; man muß sich unter Umständen überzeugen, indem man die Rechnung mit anderen Wertpaaren wiederholt oder indem man aus der verwendeten Reihe willkürlich eine Anzahl auswählt. Erst wenn man so mehrmals annähernd gleiche Korrelationskoeffizienten erhalten hat, ist man sicher, daß die vermutete Beziehung kein Produkt des Zufalls ist. Ist der Korrelationsfaktor  $r$  berechnet, so ist man in der Lage, zu beurteilen, ob ein vermuteter Zusammenhang zwischen zwei Größen besteht oder nicht; man wird  $r < 0,5$  als nicht genügende Bestätigung der Vermutung anzusehen haben. Der Korrelationsfaktor wird nun weiter verwendet, wenn es sich darum handelt, die Beziehung der beiden betrachteten Größen zueinander mathematisch zu formulieren. Die einfachste Form einer solchen Beziehung ist die lineare Funktion; man denkt sich jedes Wertpaar  $x_1, x_2$  durch die Gleichung

$$x_1 = b x_2 + \delta \quad (35)$$

in Beziehung gebracht. Der Beiwert  $b$  wird für alle Wertpaare  $x_1, x_2$  konstant angenommen, während  $\delta$  im allgemeinen für jedes Wertpaar einen anderen Wert hat; es stellt den Fehler dar, den man begeht, wenn man einfach

$$x_1 = b x_2 \quad (36)$$

setzt. Diese letztere Gleichung stellt die durchschnittliche Beziehung, die Korrelation der  $x_1$  zu den  $x_2$  dar; sie wird Regressionsgleichung genannt. Mit ihr läßt sich  $x_1$  leicht aus  $x_2$  berechnen; die Konstante  $b$  wird nun so ermittelt, daß der Fehler  $\delta$  im Durchschnitte möglichst klein wird. Man setzt den sogenannten Regressionskoeffizienten

$$b = r \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\sum x_1 x_2}{\sum x_2^2} \quad (37)$$

Soll  $x_2$  aus  $x_1$  berechnet werden, so stellt man die Regressionsgleichung

$$x_2 = b' x_1 \quad (38)$$

auf, in der der Regressionskoeffizient

$$b' = r \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (39)$$

lautet. Besonders betont sei, daß die zweite Regressionsgleichung nicht einfach die Umkehrung der ersten ist, da  $b'$  nicht  $= \frac{1}{b}$ , sondern  $= \frac{r^2}{b}$  ist.

Diese einfachen Gleichungen wurden z. B. angewendet zur Ermittlung einer Beziehung zwischen Weizenpreis und Brotkonsum, Alkoholismus der Eltern und Körpergewicht der Kinder, Auslandshandel und Zahl der Heiraten, in der Meteorologie werden sie zur Voraussage der Niederschlagshöhen und in der Hydrologie zur Ermittlung der Abflußmengen aus den Niederschlagshöhen verwendet.

Oft wird es aber vorkommen, daß mehr als zwei Werte miteinander in Beziehung stehen, z. B.  $x_1, x_2, \dots, x_m$ , man berechnet dann sogenannte partielle Korrelationsfaktoren, indem man der Reihe nach zwei Wertpaare herausgreift und die übrigen gleich Null setzt und hat dann

$$r_{1,2} = \frac{\sum x_1 x_2}{n \sigma_1 \sigma_2} \quad r_{1,3} = \frac{\sum x_1 x_3}{n \sigma_1 \cdot \sigma_3} \quad (40)$$

$r_{1,m}, r_{2,3}, \dots, r_{2,m}, \dots$  usw.

wobei alle möglichen Kombinationen von Wertpaaren durchzurechnen sind; in diesen Korrelationsfaktoren bedeutet

$$(41) \quad \sigma_1 = \sqrt{\frac{\sum x_1^2}{n}}, \quad \sigma_2 = \sqrt{\frac{\sum x_2^2}{n}} \quad \dots \quad \sigma_m = \sqrt{\frac{\sum x_m^2}{n}}$$

Die Regressionsgleichungen lauten dann

$$(42) \quad \begin{aligned} x_1 &= b_{1,2} x_2 + b_{1,3} x_3 + b_{1,4} x_4 + \dots + b_{1,m} x_m \\ x_2 &= b_{2,1} x_1 + b_{2,3} x_3 + b_{2,4} x_4 + \dots + b_{2,m} x_m \\ &\vdots \\ x_m &= b_{m,1} x_1 + b_{m,2} x_2 + b_{m,3} x_3 + \dots + b_{m,(m-1)} x_{(m-1)} \end{aligned}$$

und darin bedeutet weiter

$$(43) \quad \begin{aligned} b_{1,2} &= r_{1,2} \frac{\sigma_1}{\sigma_2} & b_{1,3} &= r_{1,3} \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \\ \dots & b_{3,1} = r_{3,1} \frac{\sigma_3}{\sigma_1} & \dots & b_{m,1} = r_{m,1} \frac{\sigma_m}{\sigma_1} \end{aligned}$$

Die Berechnung von partiellen Korrelationsfaktoren erfordert bei mehr als drei Veränderlichen einen ausgiebigen Aufwand an Zeit.

Literatur: Exner, F. M.: Über die Korrelationsmethode. Jena 1913. — Keßlitz, W. v.: Beziehung zwischen Abfluß und Niederschlagshöhe im Gebiete österreichischer Alpenflüsse. Meteorologische Zeitschrift, S. 166. 1922.

## V. Die Verdunstung

Die Verdunstung wird durch die Höhe der im betrachteten Zeitraume verdunsteten Wasserschicht in Millimetern gemessen; sie erfolgt bei jeder Temperatur, sowohl vom freien Wasserspiegel aus als auch vom feuchten Boden und von Eis und Schnee. Sie ist um so größer, je höher die Wassertemperatur, je niedriger der Luftdruck, je größer das Sättigungsdefizit der Luft und je lebhafter diese bewegt ist. Aber auch in vollständig gesättigter Luft kann Verdunstung stattfinden; die überschüssige Feuchtigkeit der Luft kondensiert dann sofort und es bilden sich Nebelschwaden.

Bei Windstille geht die Verdunstung sehr stark zurück, weil sich dann die Feuchtigkeit nur durch Diffusion von der Verdunstungsfläche weg weiter ausbreiten kann. Luftströmungen dagegen führen die mit Feuchtigkeit gesättigten Luftmassen hinweg und ersetzen sie fortgesetzt durch neue, noch aufnahmefähige und erhöhen auf diese Weise die Verdunstung sehr bedeutend.

Die Verdunstung ist sehr verschieden, je nachdem sie vom freien Wasserspiegel oder vom feuchten Boden aus erfolgt, ob die verdunstende Fläche von der Sonne beschienen wird oder im Schatten liegt und sie ist auch verschieden, je nach der Größe der verdunstenden Fläche, der Beschaffenheit deren Umgebung und sie hängt überdies davon ab, ob der Wind schon ausgedehntere verdunstende Flächen bestrichen hat oder nicht. Auch je nach der Art und Weise, mit welchem Gerät und an welcher Örtlichkeit die Verdunstung gemessen wird, erhält man ganz verschiedene Verdunstungshöhen. Je nach der zu lösenden Aufgabe werden zur Ermittlung der Verdunstungshöhen besondere Geräte in besonderer Aufstellung zu verwenden sein. Die Angaben verschiedener Geräte und selbst gleicher Geräte in verschiedener Aufstellung sind im allgemeinen nicht vergleichbar.

Die Verdunstung wird mit eigenen Verdunstungsmessern gemessen. Soll die Verdunstung vom freien Wasserspiegel ermittelt werden, so muß ein Verdunstungsmesser mit freier Wasserfläche benützt werden; ein solches Gerät gibt

aber nur dann richtige Angaben, wenn es schwimmend auf einer größeren Wasserfläche untergebracht ist. Wird ein solcher Verdunstungsmesser am festen Boden aufgestellt, so würde er zu große Verdunstungshöhen angeben, und zwar um so größere, je weiter er von einer ausgedehnten Wasserfläche entfernt ist, weil die relativ kleine Verdunstungsfläche unausgesetzt von ungesättigter Luft bespült wird.

Ein schwimmender Verdunstungsmesser, wie ihn H. Wild empfiehlt, ist in der Abb. 27 dargestellt; er besitzt eine Verdunstungsfläche von 1000 cm<sup>2</sup> und darunter ein Gefäß, in das überschüssiges Regenwasser läuft. Aus dem jeweiligen Inhalt der Verdunstungsschale, des Auffanggefäßes und den Angaben eines in der Nähe aufgestellten Regenmessers kann dann leicht die tägliche Verdunstung ermittelt werden.

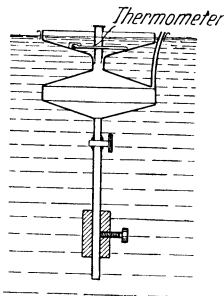


Abb. 27. Verdunstungsmesser auf freier Wasserfläche nach H. Wild

In der Tabelle 14 sind mehrjährige Beobachtungen zusammengestellt, die B. Latham mit einem ähnlichen Geräte angestellt hat und es

sind ihnen die Angaben eines am Lande aufgestellten Verdunstungsmessers gegenübergestellt, die erkennen lassen, daß dort viel mehr Wasser verdunstete, weil eben die Luftströmungen unausgesetzt neue, ungesättigte Luftmengen herbeigeführt haben und weil sich das verdunstende Wasser höher erwärmen konnte.

Die Verdunstungshöhe, die ein Verdunstungsmesser mit freiem Spiegel angibt, hängt auch noch von der Beschaffenheit des Verdunstungsgefäßes und von dem Wasser ab, das eingefüllt wird. Aus Gefäßen mit dunklem Boden verdunstet mehr als aus blanken Gefäßen. Trübes, verunreinigtes Wasser verdunstet rascher als reines, weil es sich stärker erwärmt und schließlich haben Versuche in Triest ergeben, daß vom Süßwasser mehr verdunstet als vom Meerwasser; so fand man bei:

Süßwasser .....	1,03	1,60	2,04	2,80	mm Verdunstung
Meerwasser .....	0,78	1,28	1,69	2,40	„ „
Unterschied in v. H. der Süßwasserverdunstung .	24,2	20,0	17,2	14,3	

Für die Verdunstung von einer freien Wasserfläche sind auch eine ganze Reihe von Formeln aufgestellt worden, die die Verdunstung in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit, dem Sättigungsdefizit und der Lufttemperatur darstellen; sie ermöglichen, mit mehr oder weniger Genauigkeit aus Augenblickswerten die zugehörige Verdunstung zu ermitteln. Für technische Zwecke haben alle diese Formeln keine weitere Bedeutung erlangt, weil die meteorologischen Elemente, von denen die Verdunstung abhängt, unvorhersehbaren Schwankungen unterliegen. Die Ingenieure

Tabelle 14

Jahr	Verdunstungshöhe in Millimetern im Jahr in einem Verdunstungsmesser von	
	0,0728 m <sup>2</sup> schwimmend	0,00269 m <sup>2</sup> in der Luft
1879	382	777
1880	527	948
1881	568	1090
1882	517	1000
1883	547	1072
1884	582	1208
1885	553	1120
1886	492	1013
1887	556	1014
1888	395	765
1889	462	958
1890	517	892
1891	492	750
Mittel	507	968



sind auf die wenigen verlässlichen, unmittelbaren Messungen mit schwimmenden Verdunstungsmessern angewiesen, die bisher bekannt geworden sind. Man fand neben den in der Tabelle 15 angegebenen als mittlere Verdunstungshöhen im Jahr an den Vogesentalsperren 600 mm, an der Lennepetalsperre 810 mm, an der Remscheider Sperre 876 mm, in holländischen Schiffahrtskanälen 900 mm, an der Bearvalley-Talsperre 900 mm, am Kaspischen Meer 1000 mm, an der Bevertalsperre 1171 mm und an der Sweetwater-Sperre 1220 bis 1350 mm. Innerhalb eines Jahres weist die Verdunstung einen deutlichen Gang auf, der jenem der Lufttemperatur ähnelt, wie man an den in der Tabelle 15 zusammengestellten Messungsergebnissen erkennen kann.

Tabelle 15. Gang der Verdunstung innerhalb eines Jahres  
in v. H. der Jahresverdunstung

Monat	Arnstadt	Dresden	Chemnitz	Stuttgart	Lennepetal	Ülfetal	Bevertal	Magdeburg	Boston, offenes Becken	Emdrup, Dänem. offenes Becken	Kremsmünster	Hammergrund- Talsperre b. Brück
Januar .....	2,7	2,8	3,6	2,2		1,70		1,9	2,7	2,4	2,4	4,3
Februar .....	3,1	3,8	4,3	3,2		0,68		2,2	3,2	1,9	3,0	5,1
März .....	6,1	7,4	6,8	6,4		6,15		5,0	4,6	3,2	6,5	5,9
April .....	9,1	12,8	10,2	9,6		14,45		9,7	7,9	7,3	10,5	7,1
Mai .....	13,1	14,6	14,0	14,8		17,00		14,3	11,6	13,7	13,9	11,5
Juni .....	14,6	12,6	11,8	15,2		11,00		16,4	14,8	18,4	13,7	15,9
Juli .....	16,6	11,6	12,1	15,5		10,42		16,5	15,9	18,4	15,6	17,3
August .....	13,6	12,6	12,0	13,4		8,63		14,0	13,7	15,5	14,4	13,4
September .....	9,6	8,8	9,8	8,6		17,16		11,1	10,3	9,0	9,7	7,3
Oktober .....	5,9	5,6	7,2	5,1		8,19		4,8	7,5	4,7	5,5	4,9
November .....	3,1	4,1	4,6	3,5		4,01		2,9	4,2	2,6	2,7	4,2
Dezember .....	2,5	3,5	4,4	2,5		0,17		1,8	3,6	1,9	2,1	4,0
Verdunstungshöhe im Jahr .....	—	381	367	—		1171		503	1015	730	—	510,4

Tabelle 15a. An der Hammergrund-Talsperre bei Brück gemessene  
Verdunstungshöhen

Monat	1926	1925	1924	1923	1922	1921	1920	Mittel
	Millimeter							
Januar .....	21,3	21,5	22,4	21,9	22,6	23,6	21,4	22,1
Februar .....	24,6	24,0	25,7	27,6	26,0	28,4	26,7	26,2
März .....	30,8	30,3	29,8	32,7	29,7	30,2	27,3	30,1
April .....	41,4	37,3	35,9	38,5	36,8	38,2	28,9	36,7
Mai .....	54,6	73,9	53,5	58,0	74,5	40,6	59,2	59,2
Juni .....	54,2	105,9	66,3	60,3	82,6	72,0	94,8	76,6
Juli .....	61,8	72,0	92,3	89,4	89,3	115,4	95,9	88,0
August .....	66,4	55,6	56,6	80,3	53,1	105,6	62,6	68,6
September .....	43,5	33,3	37,5	33,3	30,6	44,1	32,1	36,3
Oktober .....	23,1	29,8	22,5	23,8	23,4	25,8	23,6	24,6
November .....	19,8	21,0	19,7	21,7	21,8	23,9	21,5	21,3
Dezember .....	20,5	20,4	20,8	20,5	20,6	22,2	19,8	20,7
Jahresverdunstungshöhe	462,0	525,0	483,0	508,0	511,0	570,0	513,8	510,4
Jahresniederschlagshöhe	1010,8	856,8	777,8	840,8	1042,6	759,9	763,8	864,6
Abflußbeiwert .....	0,743	0,413	0,648	0,667	0,497	0,550	0,790	0,615

Die Verdunstung innerhalb eines Tages wird von der Witterung weitgehend beeinflußt und man erhält daher an aufeinanderfolgenden Tagen recht verschiedene Verdunstungshöhen. Im besonders trockenen und warmen Sommer des Jahres 1911 wurde gemessen:

	vom 15. bis 31. Juli	1. bis 31. August	1. bis 15. September
am Zürichersee .....	93 mm	143 mm	62 mm
am Greifensee .....	93 „	145 „	57,5 „

und die größte Verdunstung ergab sich zwischen dem 31. Juli und dem 5. August mit 5,6 mm im Tag am Greifensee und 5,3 mm am Zürichersee.

Als Mittelwert der täglichen Verdunstung hat man beim Bau der preußischen Schifffahrtswege für die heißen Sommermonate 4 mm/Tag angenommen, am Mittel-landkanal (1901) rechnete man mit 11 mm/Tag und auf einer Versuchsstrecke des Dortmund-Emskanals ergab sich im Monate größter Verdunstung, im April 1893, ein Tagesdurchschnitt von 7,5 mm/Tag.

Die Verdunstungshöhe vom festen Boden hängt von einer Reihe von Faktoren ab, wie z. B. von der Bodenart, ihrer Körnung, ihrer Farbe, der Art ihrer Bodenbedeckung und vom Grundwasserstand. Sie kann in Verdunstungsmessern gemessen werden, die im Boden versenkt und mit der entsprechenden Bodenart gefüllt sind; die Bodenoberfläche bleibt entweder nackt oder wird mit einer lebenden oder toten Decke versehen. Solche Verdunstungsmesser müssen tief in den Boden hinabreichen, denn es muß der Grundwasserspiegel in derselben Höhe gehalten werden, wie im umliegenden Boden. Verdunstungsmesser, denen neben Niederschlägen auch noch weiteres Wasser zugeführt wird, geben zu große Verdunstungshöhen an; sie ergeben die unter den örtlichen Verhältnissen größtmögliche Verdunstung, weil der Boden fortgesetzt gleichmäßig durchfeuchtet gehalten wird, während im natürlichen Gelände oft, besonders wenn Niederschläge nur in größeren Zwischenräumen fallen, Wassermangel im Boden eintritt und die Verdunstung aufhört.

Die Verdunstung vom freien Spiegel ist etwas geringer als jene vom Boden, in dem der Grundwasserspiegel nahe der Bodenoberfläche liegt, weil am Boden die Oberfläche, an der Wasser verdunstet, größer ist als am glatten Spiegel und weil der Boden sich stärker erwärmt als eine Wasserschicht. Liegt der Grundwasserspiegel tiefer, so nimmt dann die Verdunstung rasch ab, und zwar um so mehr, je grobkörniger der Boden ist.

King stellte durch Versuche fest, daß im feinen Sandboden bei verschiedenen Grundwasserständen die nachstehenden Wassermengen (gemessen durch die Dicke der gehobenen Wasserschicht) gehoben werden.

Tiefenlage des Grundwasserspiegels	Dicke der gehobenen Wasserschicht
30 cm	1,12 mm
60 „	1,04 „
90 „	0,61 „
120 „	0,45 „

Das sind Wassermengen, die weit hinter jenen zurückbleiben, die innerhalb eines warmen Sommertages verdunsten können. Die Verdunstungshöhe vom festen Erdboden aus hängt daher vielfach weniger vom Gang der meteorologischen Elemente ab, die Einfluß auf die Verdunstung haben, als vom Wassernachschub aus dem Grundwasser und die Verdunstungshöhe wird daher auch bei konstantem Stand der meteorologischen Elemente an ein und derselben Stelle sehr verschiedene Werte haben können, ganz im Gegensatz auch zu den Angaben eines gespeisten Verdunstungsmessers.

Je dunkler die Bodenfarbe ist, desto größer ist die Verdunstung; wird sie bei weißem Boden gleich 1 gesetzt, so beträgt sie etwa bei

weißem	gelbem	braunem	grauem	schwarzem Boden
1	1,07	1,19	1,25	1,32

Auch die Oberflächenform des Bodens ist von Einfluß und es verdunstet von

glattem	rauhem	gewölbtem	gewelltem Boden
die 1,0-	1,06-	1,14-	1,21-fache Wassermenge

Zur Verdunstung vom Boden kommt, wenn eine Vegetationsdecke vorhanden ist, noch die Verdunstung von der Oberfläche der Pflanzen, die unter Umständen die gesamte Verdunstung wesentlich vermehrt. So haben Versuche in England z. B. ergeben, daß im dreizehnjährigen Durchschnitte vom Boden mit Grasnarbe 4,4 mal so viel verdunstete als vom nackten Boden. Die Verdunstung des bewachsenen Bodens hängt von der Oberfläche der Pflanzen ab, setzt also besonders heftig zur Zeit des rascheren Pflanzenwachstums ein und nimmt jäh ab, wenn die Pflanzen geerntet werden.

Während Wind die Verdunstung von der Bodenoberfläche steigert, setzt er sie bei den Pflanzen herab, weil sich, wie Beobachtungen von Bernbeck gezeigt haben, die Spaltöffnungen, durch die die Verdunstung stattfindet, schon bei geringen Windgeschwindigkeiten schließen. Bei sehr großen Windgeschwindigkeiten, bei denen die Pflanzen gebogen werden und Zellen platzen, steigt dann die Verdunstung wieder an.

Von den Niederschlägen bleibt bei nahezu windstillem Wetter auf den Pflanzen ein erheblicher Teil hängen und verdunstet wieder, ohne den Boden überhaupt erreicht zu haben. Herrscht hingegen während der Niederschläge oder unmittelbar darauf Wind, so wird das Wasser abgeschüttelt und gelangt zum Boden, wo es teils oberirdisch abfließt, teils versickert und nur zum geringen Teil aus dem Boden wieder verdunstet.

Tote Bedeckung des Bodens vermindert die Verdunstung wesentlich, weil sie den Boden vor Erwärmung und vor Luftströmungen schützt und den kapillaren Aufstieg des Wassers hindert; so ergab sich:

bei Brache, ohne Streudecke die Verdunstung gleich .....	1,0
„ „ mit „ „ „ .....	0,26
„ „ „ Buchenlaub „ „ „ .....	0,55
„ „ „ Fichtennadeln die Verdunstung gleich .....	0,41
„ „ „ Kiefernadeln „ „ „ .....	0,33

Die Jahresverdunstungshöhe von großen Gebieten ist in Europa überall kleiner als die Jahresregenhöhe, denn alle Gebiete speisen mit den auf sie gefallenen Niederschlägen fließende Gewässer. Vom freien Wasserspiegel aus kann die Jahresverdunstung wesentlich größer werden als die Jahresniederschlagshöhe, weil dort die Verdunstung niemals durch Wassermangel gehemmt wird. Sind Seeflächen, die durch Gewässer gespeist werden, genügend groß, so kann es sich ergeben, daß von der Seefläche der Jahresniederschlag und der gesamte Zufluß verdunstet, so daß der See also abflußlos wird. Solche Bezirke, in denen Jahresniederschlag und Jahresverdunstung im Gleichgewichte stehen, sind z. B. das Kaspische Meer mit seinem ganzen Einzugsgebiet, das Tote Meer, der Tsad-See, der Aralsee, der Balkaschsee, der Kuku-nor (Tibet) u. a. Ist schließlich in einem ganzen Bezirke die Jahresverdunstung größer als der Jahresniederschlag, so trocknet das ganze Gebiet aus und nimmt Wüstencharakter an.

Bei der Betrachtung eines größeren Gebietes kann man mit hinreichender Genauigkeit annehmen, daß jener Teil der Niederschläge, der nicht in den Flußläufen zum Ablauf gelangt, der also als Verlust bezeichnet wird, verdunstet. Nur dort,

wo an der Beobachtungsstelle für den Abfluß gleichzeitig Grundwasser durch sehr ausgedehnte Untergrundflächen sickert, ist die Verdunstungshöhe kleiner als die sogenannte Verlusthöhe.

Eine Scheidung in Verdunstung und Wasserverbrauch der Pflanzen vorzunehmen, ist nicht zweckmäßig, weil ja das von den Pflanzen aufgenommene Wasser bis auf jene geringfügigen Mengen, die mit der Ernte abgeführt werden, doch wieder verdunstet. Die Wasseraufnahme der Pflanzen führt lediglich zu einer zeitlichen Verschiebung der Verdunstung.

Literatur: Bigelow, F. H.: Studies on evaporation. Monthly Weather Rew., S. 311. 1907. — Bindemann, A.: Die Verdunstungsmessungen der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde usw. Jahrb. f. d. Gewässerkunde in Norddeutschland. Bes. Mitt., Bd. 3, Nr. 3. 1921. — Hann-Süring. Lehrbuch der Meteorologie. 4. Aufl., S. 225. Mit Angabe zahlreicher Veröffentlichungen. — Livingstone, Grace: Verzeichnis aller Veröffentlichungen über Verdunstung von 1670 bis 1908 in Monthly Weather Rev. 1908 und 1909. — Stelling, Ed.: Über den jährlichen Gang der Verdunstung in Rußland. Wild Rep. f. Met., Bd. VII, Nr. 6, S. 52. 1866.

## Zweiter Teil

# Gewässerkunde und Hydraulik

## A. Die Versickerung

Die Niederschlagswässer fließen zum Teil oberflächlich ab, zum Teil verdunsten sie unmittelbar und der Rest wird vom Boden aufgesaugt. Von dem in den Boden gelangten Wasser verdunstet wieder ein Teil, ein Teil wird von den Pflanzen während der Wachstumsperiode aufgesaugt und verdunstet durch die Spalte der Blätter und erst der Rest dient zur Speisung des Grundwasserbeckens und kommt wieder für den Abfluß in Betracht. Die auf einer Fläche versickernde Wassermenge wird durch die in Millimetern gemessene Dicke einer volumsgleichen Wasserschicht angegeben und Versickerungshöhe genannt. Der Anteil an den Niederschlägen, der versickert, hängt einerseits von der Dichte und der zeitlichen Verteilung der Niederschläge ab, andererseits von der Beschaffenheit des Bodens und seiner Bedeckung. Je grobkörniger der Boden und je flacher und rauher die Bodenoberfläche ist, desto mehr Wasser versickert. Da von der in den Boden gelangten Wassermenge ein Teil von den Pflanzen aufgesaugt wird, muß auch die Versickerung während der Hauptwachstumsperiode der Pflanzen am geringsten sein. Tatsächlich ergaben Messungen von Seelhorst, wie ein Blick in die Tabelle 16 (siehe S. 42) lehrt, von bebauten Flächen geringere Sickerwassermengen als von Brachen.

Mit der Niederschlagshöhe nimmt an einem Beobachtungsorte, wie langjährige Versuche in Rothampstead ergeben haben, die Versickerung zu; bei diesen Versuchen wurde die Versickerung in 1,5 m Tiefe gemessen und es ergaben sich die in der Tabelle 17 (siehe S. 42) zusammengestellten Versickerungshöhen.

Innerhalb der einzelnen Monate werden auch Versickerungen gemessen, die die Niederschläge wesentlich übersteigen; es ist dies darauf zurückzuführen, daß manchmal die unter der Erde liegende Auffangfläche von Niederschlagswasser erreicht wird, das schon im Vormonate gefallen ist, bzw. von Niederschlägen erreicht wird, die im Beobachtungsmonate aber erst geschmolzen und zur Versickerung gekommen sind. Je nach der Tiefenlage der Auffangfläche werden sich daher bei Versickerungsversuchen innerhalb der einzelnen Monate verschiedene Versickerungen ergeben, weil das Wasser verschiedene Bodenstrecken zu durchsickern hat und daher zu verschiedenen Zeiten die Auffangfläche erreicht. Eine genauere Ermittlung, in der auch

Tabelle 16. Abhängigkeit der Versickerung von der Kulturart  
(Versuche von v. Seelhorst)

Jahr	Monat	Niederschlags- höhe $h$ mm	Versickerungshöhe							
			Kartoffel		Gerste		Roggen		Brache	
			mm	v. H. von $h$	mm	v. H. von $h$	mm	v. H. von $h$	mm	v. H. von $h$
1904	XI	86	22	26	1	1	33	38	74	86
	XII	63	32	51	27	43	34	54	35	56
1905	I	48	36	75	36	75	37	77	44	92
	II	41	57	139	52	127	59	144	66	161
	III	54	24	44	25	46	23	43	25	46
	IV	67	42	62	41	61	41	61	39	58
	V	46	4	9	3	7	1	2	5	11
	VI	105	10	10	1	1	—	—	32	31
	VII	113	5	4	—	—	—	—	40	36
	VIII	43	1	2	—	—	4	9	13	30
	IX	67	4	6	—	—	4	6	41	61
	X	111	42	38	16	14	44	40	82	74
Jahr . . . . .		744	279	37	202	27	280	38	496	67

auf die Niederschläge der Vormonate Rücksicht genommen wird, könnte mit Hilfe der Korrelationsmethode, ähnlich wie es bei der Ermittlung der Abflußhöhen gezeigt wird, durchgeführt werden. Innerhalb eines Zeitraumes, der sich über mehrere Jahre

Tabelle 17. Abhängigkeit der Versickerung  
von der Niederschlagshöhe  
(Versickerungsversuche in Rothampstead)

Regenhöhe $H$ mm	Versickerung		Verdunstung mm
	mm	v. H. von $H$	
596	246	41,3	350
722	318	44,1	404
847	435	51,3	412

erstreckt, müssen aber auch verschieden tief liegende Auffangflächen annähernd gleiche Versickerungen ergeben.

Bei der Betrachtung des Abflusses kann die Versickerung dann, wenn es sich um kleine Flächen handelt, als Verlust anzusehen sein, weil das Grundwasser innerhalb der betrachteten Fläche nicht zu Tage tritt. Bei sehr großen Einzugsgebieten

sind schon oberhalb des betrachteten Flußquerschnittes die meisten Sickerwässer wieder als Quellschüttung abgelaufen oder in die Flußbetten gesickert und die als Grundwasser durch den Meßquerschnitt laufende Niederschlagsmenge tritt gegenüber dem Abfluß im Gerinne zurück; die Versickerung ist bei so großen Einzugsgebieten dann im wesentlichen nicht mehr als Verlust für den Abfluß anzusehen.

Gänzlich verschieden von der Versickerung der Niederschläge geht die Versickerung aus stehenden oder fließenden Gewässern vor sich; sie erfolgt in diesen Fällen ununterbrochen, und die Versickerungshöhe wird daher wesentlich größer. Ihre Kenntnis ist bei Entwurfsarbeiten für künstliche Grundwassererzeugung und bei Vorarbeiten für den Bau von Schiffahrtskanälen von Bedeutung.

## Gemessene Versickerungshöhen

Rhein-Herne-Kanal, Sand von 0,05 bis 0,4 mm $\phi$ , gemessen	30 bis 34 mm/Tag
Rhein-Marne-Kanal, gemessen . . . . .	28 „
Dortmund-Ems-Kanal . . . . .	20 bis 29 „
Neckar-Donau-Kanal . . . . .	28 „
im humosen Kalksand . . . . .	0,0060 mm/sec
„ Isarkalksand . . . . .	0,0089 „
„ Ziegellehm . . . . .	0,0099 „
in Sanden bei Frankfurt a. M. . . . .	0,0058 bis 0,1116 mm/sec

Auch bei den Vorarbeiten für Bewässerungsanlagen ist die Kenntnis der in einer gewissen Zeit versickernden Wassermenge erforderlich; sie wird dort vielfach durch die Höhe der in der Sekunde versickernden Wasserschicht gemessen. Diese auf die Sekunde bezogene Versickerungshöhe wird Versickerungsgeschwindigkeit genannt. Es ist üblich, sie an Ort und Stelle zu messen; man verwendet dazu das in der Abb. 28 dargestellte Gerät, das in den Boden eingetrieben wird. Der Innenraum wird hierauf bis zum Sieb vorsichtig mit Wasser aufgefüllt und die Zeit gemessen, die für das Versickern dieses Wassers erforderlich ist, aus der die Versickerungsgeschwindigkeit dann leicht berechnet werden kann.

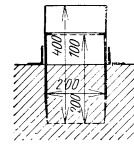


Abb. 28. Gerät zur Ermittlung der Versickerungsgeschwindigkeit. (Nach O. Fauser)

Literatur: Fauser, O.: Meliorationen. Sammlung Göschel. Bd. 691. 1921. — Krüger, E.: Kulturtechnischer Wasserbau. J. Springer. 1921. — Ziegler, P.: Talsperrenbau. 2. Aufl., S. 34. W. Ernst & Sohn. 1911. — Jegher, C.: Zur Wasserbilanz des Kraftwerkes Wäggital. Schw. Bauztg. Bd. 86, S. 212. 1925.

## B. Der Abfluß

Von dem im Einzugsgebiete eines Flusses gefallenem Niederschlägen verdunstet ein Teil, der Rest gelangt zum Abfluß; die Versickerung kann, wie schon erwähnt wurde, nur als Verlust erscheinen, wenn der Abfluß aus einem kleinen Gebiete betrachtet wird, in dem das versickerte Wasser noch nirgends zutage getreten ist. Je steiler die Hänge im Einzugsgebiet geneigt sind, je undurchlässiger sie sind, je schütterer der Pflanzenwuchs ist und je dichter die Niederschläge sind, desto größer ist der Anteil der Niederschläge, der abfließt. Entsprechend dem Gange der Niederschläge und dem Gange der Temperatur weisen die Abflüsse natürlicher Gewässer je nach der Beschaffenheit des Einzugsgebietes einen charakteristischen Gang auf, in dem der Einfluß der Temperatur mehr oder weniger hervortritt. In Flachlands- und Mittelgebirgsflüssen wird der Abfluß im wesentlichen durch den Gang der Niederschläge allein bedingt, Hochwässer können zu allen Zeiten des Jahres auftreten, wie es die Abb. 29 deutlich veranschaulicht. Bei Hochgebirgsflüssen hingegen

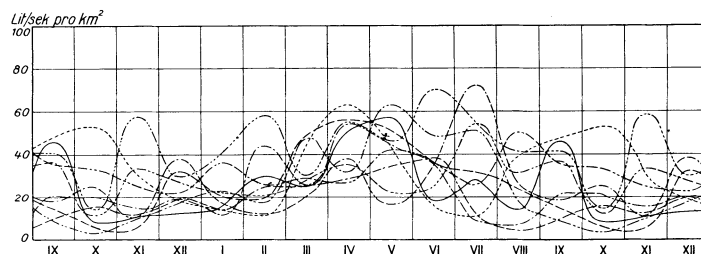


Abb. 29. Gang des spezifischen Abflusses in der Thur. (Aus Schw. Bauz. 1922)

kommt weniger dem Gang der Niederschläge als jenem der Temperatur besondere Bedeutung zu, weil dort die Niederschläge den größten Teil des Jahres als Schnee fallen und vorwiegend während der warmen Zeit ablaufen; der Einfluß des Ganges der Niederschläge tritt zurück und es entwickelt sich dort Jahr für Jahr ein sehr regelmäßiger Gang des Abflusses innerhalb des Jahres, wie z. B. an der Aare (Abb. 30). In Mittelgebirgsflüssen ist sowohl der Gang der Temperatur als auch der Gang der Niederschläge von Bedeutung und es entwickeln sich dort Ganglinien des Abflusses, wie sie in der Abb. 31 dargestellt sind, die sowohl vom Gang der Temperatur als auch von jenem der Niederschläge beeinflusst werden.

In Hochgebirgsflüssen erfolgen die höheren Abflüsse hauptsächlich während der Schneeschmelze, und in dieser Zeit folgt der Abfluß selbst während eines Tages

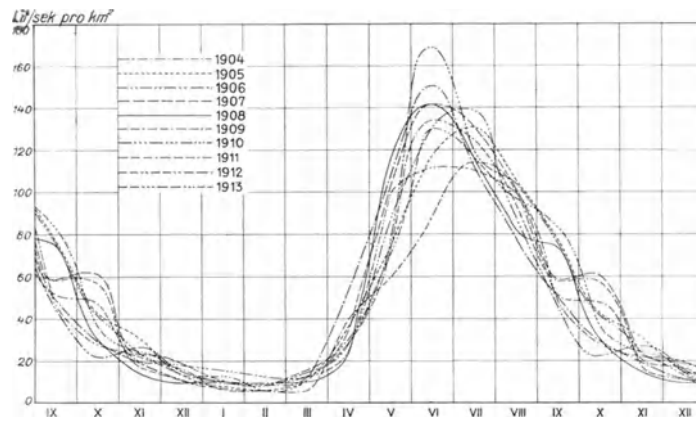


Abb. 30. Gang des spezifischen Abflusses in der Aare. (Aus Schw. Bauztg., 1922)

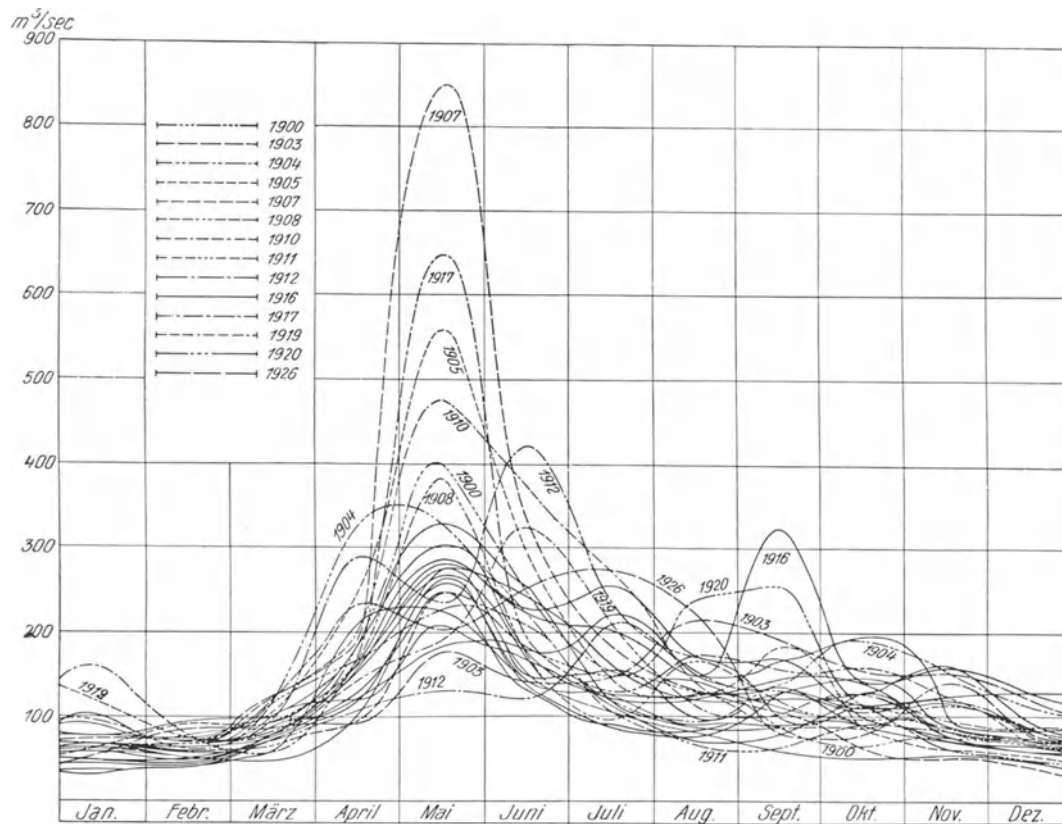


Abb. 31. Ganglinien des Abflusses in der Mur

dem Gang der Temperatur auf den Schneefeldern; die Durchflußlinie nimmt, wie ein Blick in die Abb. 32 lehrt, wellige Gestalt an. Die Höchstwerte entsprechen dem Wasser, das um die Nachmittagszeit, die Kleinstwerte jenem, das gegen Sonnenaufgang abschmilzt. Die Ganglinie eines Flusses wird ausgeglichen, wenn der Fluß

durch einen See fließt (vgl. den Abschnitt Seerückhalt), und zwar um so mehr, je größer die Spiegelfläche des Sees ist. So weist z. B. der Gang des Abflusses im Vuoksen in Finnland, der, bei einem Einzugsgebiet von 60205 km<sup>2</sup>, Seen mit einer Spiegelfläche von 7760 km<sup>2</sup> durchfließt, das ganze Jahr hindurch fast gar keine Schwankungen auf.

Flüsse, die klimatologisch verschieden beschaffene Gebiete durchfließen, ändern längs ihres Laufes den Gang ihres Abflusses sehr bedeutend. Als Beispiel sei der Gang des Abflusses im Rhein bei Basel und dazu der Gang der Zuflüsse zwischen Basel und Köln in der Abb. 33 dargestellt; deutlich ist zu erkennen, daß der

Rhein bei Basel noch den Gang der Abflüsse eines Hochgebirgsflusses mit Sommerhochwässern besitzt, daß aber die weiteren Zuflüsse bis Köln einen wesentlich anderen Abflußgang mit ausgesprochenen Winterhochwässern aufweisen, der dem Mittelgebirgs- und dem Flachlandscharakter des weiteren Einzugsgebietes entspricht. Solche Flüsse weisen einen besonders günstigen Abflußgang auf, weil die Niederwasserabflüsse wesentlich höher, die Hochwasserabflüsse aber geringer sind als bei Flüssen mit klimatologisch einheitlichem Einzugsgebiete.

Der Gang des Abflusses spielt im Wasserbau eine bedeutende Rolle, denn er deckt sich nur selten mit jenem des Wasserverbrauches und man hat in Teilen des Jahres Wasserüberfluß, der abzuleiten ist, in anderen tritt Wassermangel ein und es müssen Vorsorgen zu dessen Deckung getroffen werden.

Der Abfluß  $Q$  (m<sup>3</sup>/sec) kann auf verschiedene Weise angegeben werden:

1. durch unmittelbare Angabe der jeweils abfließenden Wassermenge in m<sup>3</sup>/sec;

2. durch Angabe des spezifischen Abflusses  $q$  in m<sup>3</sup>/sec.km<sup>2</sup> oder in l/sec.km<sup>2</sup>, nämlich des Abflusses, bezogen auf den km<sup>2</sup> des Einzugsgebietes. Diese Angabe eignet sich besonders zu Vergleichszwecken;

3. durch Angabe der sogenannten Abflußhöhe  $A$  für einen bestimmten Zeitraum, das ist die Höhe einer Wasserschicht, die sich einstellen würde, wenn der Abfluß des betreffenden Zeitraumes gleichmäßig über das Einzugsgebiet ausgebreitet würde;

4. durch Angabe des Abflußbeiwertes  $\mu$ , nämlich des Verhältnisses der Abflußhöhe  $A$  zur Niederschlagshöhe  $N$  des betreffenden Zeitraumes.

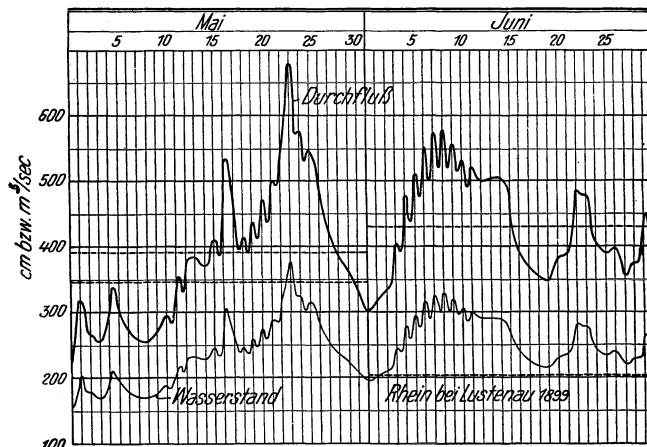


Abb. 32. Gang des Abflusses im Rhein bei Lustenau während der Schneeschmelze. (Hydrographisches Zentralbureau in Wien)

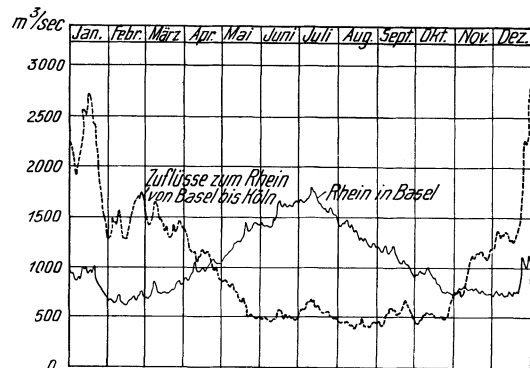


Abb. 33. Gang der Abflüsse im Rhein bei Basel und der Zuflüsse zwischen Basel und Köln. (Die Binnenschifffahrt und Wasserkraftnutzung der Schweiz, Zürich 1926)



Der auf die Sekunde bezogene Abfluß, sowie der spezifische Abfluß wird, je nach dem Zwecke der Untersuchung, bald als Mittelwert für jeden Tag angegeben, bald werden die Monatsmittel oder gar nur das Jahresmittel des Abflusses oder sogar Mittel aus mehreren Jahren verwendet. Ähnlich werden die Abflußhöhe und der Abflußbeiwert auf Monate oder auf das Jahr bezogen, oder es werden auch wieder Mittel aus mehreren Jahren gebildet. In besonderen Fällen werden die erwähnten Angaben auch nur auf die Dauer eines einzelnen Sturzregens bezogen.

Sind für irgend eine Stelle des Flusses die Größe des Einzugsgebietes  $F$  (km<sup>2</sup>), die mittlere Niederschlagshöhe  $N$  (mm) und der Abfluß  $Q$  (m<sup>3</sup>/sec) bekannt, so können die einzelnen früher angeführten Größen ohne weiteres berechnet werden.

Die Messung der Abflüsse, die sich ja erfahrungsgemäß vielfach von Tag zu Tag ändern, ist nun aus naheliegenden Gründen nicht täglich möglich; man hat daher zu dem Aushilfsmittel gegriffen, daß man täglich statt der Durchflüsse die leicht meßbaren Wasserstände, nämlich die Höhenlage der Wasserspiegel mißt und dann empirisch eine Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluß aufstellt. Ist diese Beziehung bekannt, so bedeutet die Aufzeichnung der Wasserstände in einem Flußquerschnitt doch nichts anderes als die Aufzeichnung der Durchflüsse.

Alle die oben angeführten Arten der Angabe des Durchflusses können nun entweder ziffernmäßig oder zeichnerisch durch Schaulinien erfolgen; je nach der Art der hydrologischen Untersuchung wird bald die eine, bald die andere Art verwendet. Der genaue Gang des Abflusses ist in der Regel nur für wenige, wichtige und besonders ausgewählte Querschnitte eines Flußlaufes bekannt und es tritt nun bei zahlreichen Arbeiten auf dem Gebiete des Wasserbaues an den Ingenieur die Aufgabe heran, für irgend einen anderen Flußquerschnitt aus den vorhandenen, bekannten Aufzeichnungen für andere Beobachtungsstellen entweder den Gang des Abflusses vergangener Jahre zu rekonstruieren oder den Abfluß für kommende Zeitabschnitte vorausszusagen. Bei diesen Arbeiten handelt es sich nicht nur um Mittelwerte, die sich nur im sogenannten Normaljahr einstellen würden, sondern auch um Kleinst- und Höchstwerte, denen in vielen Fällen erhöhte Bedeutung zukommt.

### 1. Vereinbarte Bezeichnung der Abflüsse und der Wasserstände

Für die Bezeichnung der innerhalb eines Jahres in einem Flußlaufe vorkommenden Abflüsse und Wasserstände wurden bisher zuweilen unklare Bezeichnungen gewählt. Um nun Mißverständnisse tunlichst auszuschalten, haben sich die Vorstände der deutschen Landesanstalten für Gewässerkunde auf die unten angeführten Bezeichnungen geeinigt.

Grenz- und Mittelwerte der Wasserstände (cm) und Abflußmengen (m<sup>3</sup>/sec).

1. *NNW* niedrigster überhaupt bekannter Wasserstand, gegebenenfalls zu trennen in *NNW* überhaupt, *NNW* eisfrei.

*NNQ* kleinster überhaupt bekannter Durchfluß.

2. *NW* niedrigster Wasserstand des betrachteten Zeitraumes, gegebenenfalls zu trennen wie *NNW*.

*NQ* kleinster Durchfluß des betrachteten Zeitraumes.

3. *MNW* mittlerer niedrigster Wasserstand (mittlerer Niedrigststand, Mittelniedrigwasser) des betrachteten Zeitraumes.

*MNQ* mittlerer kleinster Durchfluß des betrachteten Zeitraumes.

4. *MW* mittlerer Wasserstand (arithmetisches Mittel der täglichen Wasserstände) des betrachteten Zeitraumes.

*MQ* mittlerer Durchfluß (arithmetisches Mittel der täglichen Durchflüsse) des betrachteten Zeitraumes.

5. *MHW*, *MHQ* }  
 6. *HW*, *HQ* } gemäß 1 bis 3.  
 7. *HHW*, *HHQ* }

Bemerkungen. Bei 2 bis 6 muß der zugehörige Zeitraum ersichtlich sein. Ohne Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen auf das Jahr. *MNW* des Jahres ergibt sich, indem der niedrigste

Wasserstand jedes einzelnen Jahres der betrachteten Jahresreihe festgestellt und aus diesen Werten das Mittel genommen wird, ebenso *MNQ*, indem die kleinste Abflußmenge jedes einzelnen Jahres aufgesucht und aus diesen Werten das Mittel gebildet wird. In entsprechender Weise sind *MNW* und *MNQ* für einen Monat zu verstehen und in den Ländern, die eine feststehende Einteilung des Jahres in ein Winter- und Sommerhalbjahr haben, auch *MNW* und *MNQ* des Winters oder des Sommers. Wie Winter und Sommer abgegrenzt sind, muß gesagt werden. Für die Werte *MHW* und *MHQ* treten an die Stelle der unteren Grenzwerte die oberen.

Die zu einem der Symbole 1 bis 7 zusammengehörigen Buchstaben dürfen niemals voneinander getrennt werden. Etwaige Zeitangaben sind, soweit sie nicht aus tabellarischer Anordnung ersichtlich sind, in folgender Weise hinzuzufügen:

Jan.	<i>NW</i>	1901/20
Wi.	<i>MNW</i>	1901/20
So.	<i>MHQ</i>	1901/20

Während die Abkürzungen der Monatsnamen und Halbjahre durch einen Punkt kenntlich gemacht wird, werden die Symbole 1 bis 7 ohne Punkt geschrieben.

Bezeichnung der Wasserstände und Abflußmengen nach der Dauer. Es ist eine Bezeichnungsweise sowohl nach der Unter- wie nach der Überschreitungsdauer vorgesehen. Beide sind in folgender Art voneinander zu unterscheiden.

$\overline{30 W}$  der an 30 Tagen des Jahres überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand. Mit ihm fällt zusammen:

$\overline{335 W}$  der an 335 Tagen des Jahres unterschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand.

Ohne weiteren Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen wieder auf das Jahr.

Zeitangaben sind rechts von *W* oder *Q* hinzuzufügen, wie in folgenden Beispielen:

$\overline{60 W}$  Wi. 1901/20 der in den Wintern 1901/20 durchschnittlich an 60 Tagen überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand.

$\overline{90 Q}$  So. 1901/20 die in den Sommern 1901/20 durchschnittlich an 90 Tagen unterschrittene oder gerade vorhandene Abflußmenge.

Der in einer Reihe von Jahren ebenso oft über- wie unterschrittene Wasserstand (gewöhnlicher Wasserstand) wird mit *GW*, ebenso die gleich oft über- wie unterschrittene Abflußmenge mit *GQ* bezeichnet.

Wasserstandszonen. Von einer mathematisch bestimmten Abgrenzung der Wasserstandszonen durch Mittelwerte oder durch Dauerzahlen wurde wegen zu großer Mannigfaltigkeit der Verhältnisse an den einzelnen Gewässern abgesehen.

Sonstige Zeichen in den Untersuchungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung.

*Q* Durchfluß in m<sup>3</sup>/sec.

*q* Abflußspende in m<sup>3</sup>/sec . km<sup>2</sup> oder l/sec . km<sup>2</sup>.

*N* Niederschlagshöhe,

*A* Abflußhöhe,

*U* Verlusthöhe,

*V* Verdunstung,

} wenn nichts anderes bemerkt, in mm.

Wo Verwechslungen nicht möglich sind, können die Zeichen *N*, *A*, *U* und *V* auch für andere Größen benutzt werden.

Als Jahr gilt, wenn nichts Besonderes erwähnt wird, das Kalenderjahr. Bei rein hydrologischen Untersuchungen hat man auch das hydrologische Jahr verwendet, dessen Beginn ungefähr in die Zeit der niedrigsten Wasserstände fallen soll. In verschiedenen Flüssen würde der Beginn auf verschiedene Zeitpunkte fallen, weswegen die einzelnen Landesstellen für Gewässerkunde für ihren Verwaltungsbereich einen einheitlichen Beginn, der annähernd für alle Flüsse des Gebietes zutrifft, festgelegt haben, z. B. in Preußen den 1. November, in Österreich den 1. Dezember.

## 2. Das Einzugsgebiet

Jede hydrologische Untersuchung setzt voraus, daß das Einzugsgebiet des betrachteten Flußlaufes bekannt ist. Die Größe des Einzugsgebietes kann nun in der Regel unschwer aus Karten größeren Maßstabes ermittelt werden. Als Grenzen werden die in der Karte meist leicht zu verfolgenden Wasserscheiden angesehen. Bestehen die Randkämme, die das Einzugsgebiet begrenzen, aus stark zerklüfteten Gesteinen, oder sind diese von Höhlen durchzogen, in denen unterirdisch Wasser

läuft, wie z. B. vielfach am Karst, dann fällt die orographische Wasserscheide mit der hydrologischen auch nicht annähernd zusammen und es sind umfangreiche Vorarbeiten zur Festlegung der Wasserscheide nötig. Um die Arbeit der Ermittlung der Größe des Einzugsgebietes bis zu irgend einem Flußquerschnitt zu vereinfachen, wurden von einer Anzahl hydrographischer Landesanstalten eigene Flächenverzeichnisse herausgegeben. Die Stelle im Flußlaufe, bis zu der das Einzugsgebiet die angegebene Größe hat, wird durch Angabe der Flußkilometer festgelegt. Die Kilometrierung wird bei allen Flüssen immer von der Mündung, manchmal auch von der Landesgrenze flußauf durchgeführt. Die Angabe der Flußkilometer wird durch die Angabe des nächstliegenden Ortes ergänzt.

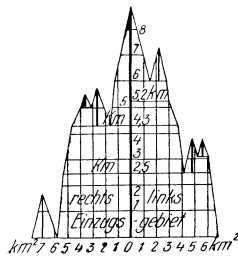


Abb. 34. Darstellung des Einzugsgebietes eines Flusses

Für manche Arbeiten ist eine zeichnerische Darstellung des Einzugsgebietes erwünscht; es werden dann die zu jedem einzelnen Wasserlauf des Gebietes gehörigen Einzugsgebiete in Karten kenntlich gemacht. Auch Karten, in denen die Kulturart der einzelnen Gebiete unterschieden ist, können mitunter erforderlich werden. Die Zunahme des Einzugsgebietes gegen die Mündung hin kann auch nach dem Schema der Abb. 34 veranschaulicht werden; bei dieser Darstellung wird der Flußlauf seiner Länge entsprechend als gerade Linie gezeichnet und die zu jeder Stelle des Flußlaufes gehörige Größe des Einzugsgebietes

senkrecht dazu aufgetragen, wobei die rechts und links des Flußlaufes liegenden Teile auch in der Zeichnung rechts bzw. links vom Flußlauf eingezeichnet werden.

### 3. Die Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß

Um aus den Niederschlagshöhen  $N$  die Abflüsse eines Gewässers zu ermitteln, werden die Abflußbeiwerte  $\mu$  verwendet. Je nach der hydrologischen Arbeit werden Jahres- und Monatsabflußbeiwerte, solche für einzelne Sturzregen oder auch mittlere Abflußbeiwerte für eine Reihe von Jahren benützt.

Der Jahresabflußbeiwert gibt das Verhältnis zwischen Jahresabfluß- und Jahresniederschlagsmenge eines Gebietes an; er nimmt längs eines Flußlaufes in der Regel vom Quellgebiet gegen den Unterlauf hin nicht unerheblich ab. Bei Flüssen, die im Hochgebirge entspringen, kann diese Abnahme besonders deutlich beobachtet werden; bei langen Flußläufen kann sie in einzelnen Strecken gestört werden, wenn Nebenflüsse einmünden, die im Verhältnis zum Hauptfluß viel Wasser bringen. Die Abb. 35 gibt einen Überblick über die mittleren Jahresabflußbeiwerte in den Einzugsgebieten deutscher Flüsse.

Innerhalb aufeinanderfolgender Jahre schwanken die Jahresabflußbeiwerte recht beträchtlich um ihren Mittelwert, so daß es bei Entwurfsarbeiten nötig ist, neben dem mittleren Jahresabflußbeiwert auch noch den kleinsten und den größten einer längeren Periode zu berücksichtigen. Als Beispiel sind unten die Jahresabflußbeiwerte der Donau bei Wien für eine längere Periode zusammengestellt.

Jahr	1897	98	99	1900	01	02	03	04	05	06	07	08
Jahresabflußbeiwert $\mu =$	0,63	0,58	0,55	0,56	0,45	0,50	0,52	0,53	0,56	0,57	0,65	0,54

Jahresabflußbeiwerte  $\mu$  sind nicht für alle Orte bekannt und so wäre ein Verfahren sehr erwünscht, das ein Schätzen dieses Beiwertes ermöglicht. Für die deutschen Flußgebiete hat H. Keller einen solchen Behelf in der Formel

$$(44) \quad \mu = 0,942 - \frac{350}{0,884} \frac{405}{460} \frac{1}{N_{(mm)}}$$

gegeben, in der  $N$  die mittlere Jahresniederschlagshöhe des Gebietes in Millimetern bedeutet; in dieser Formel sind zwar alle sonstigen Umstände, die den Abflußbeiwert

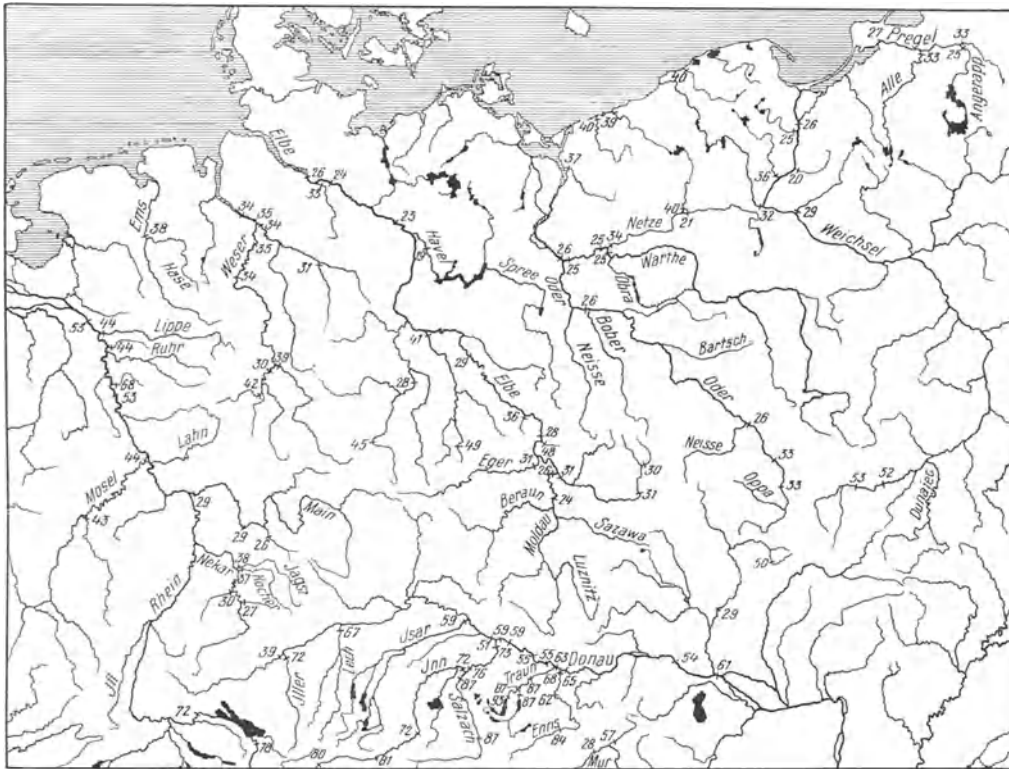


Abb. 35. Mittlere Jahresabflußbeiwerte  $\mu$  in v. H. für deutsche Flüsse

beeinflussen, vernachlässigt, sie gibt aber neben einem mittleren Wert mit den oberen bzw. unteren Beiwerten in obiger Formel auch gleichzeitig die Grenzen an, innerhalb deren der Beiwert  $\mu$  liegen kann. Wie aus der graphischen Darstellung in der Abb. 36 zu entnehmen ist, gibt die Formel für Alpenflußgebiete (für die sie allerdings auch nicht aufgestellt ist) vielfach zu kleine Abflußbeiwerte.

Die Abflüsse der einzelnen Monate eines Jahres weisen einen ausgesprochenen Gang innerhalb des Jahres auf, der in Flachlands- und Mittelgebirgsgebieten hauptsächlich vom Gang der Niederschläge, in ausgesprochenen Gebirgsgebieten außerdem wegen der Schnee- und Gletscherschmelze auch noch vom Gang der Temperatur abhängt. Für eine Anzahl von Flußgebieten sind als Beispiel die mittleren Monatsabflüsse in der Tabelle 18 zusammengestellt.

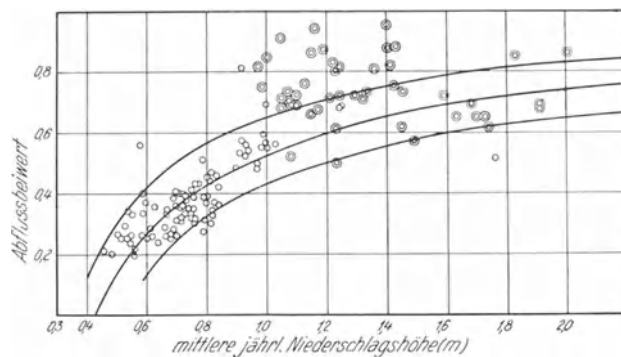


Abb. 36. Beobachtete Jahresabflußbeiwerte. Die Doppelringe entsprechen den Alpengebieten. Die eingezeichneten Linien geben den Zusammenhang zwischen Niederschlag und Abflußbeiwert nach der Formel von Keller an

Tabelle 18. Monatsabfluß in v. H. des Jahresabflusses einiger Flüsse

Beobachtungsstelle	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember
Theiß bei Taskony . . .	6,54	6,58	13,42	16,84	11,79	10,04	8,88	5,73	3,87	4,60	6,18	5,83
„ „ Szeged . . .	5,86	6,22	11,28	16,39	13,26	11,27	9,29	5,98	4,25	4,62	5,71	5,87
„ „ Tisza Ujlak	5,32	5,62	12,46	15,19	14,17	11,18	8,27	5,13	3,65	5,54	7,09	6,38
Oder bei Oppeln . . .	9,3	10,9	14,3	14,4	7,6	6,3	7,3	7,9	5,3	4,1	4,9	7,7
Elbe bei Schandau . .	7,6	9,4	15,6	12,3	9,3	7,3	5,9	5,9	6,1	6,6	6,4	7,8
Isar bei München . . .	4,4	3,5	3,9	10,8	12,1	22,1	14,3	10,5	6,6	4,8	3,6	3,4
Spree bei Berlin . . .	9,4	10,8	11,9	11,7	9,7	7,4	6,8	6,5	6,2	5,9	6,1	7,5
Inn bei Schärding . . .	3,6	4,0	4,9	9,7	11,9	16,2	11,1	10,0	9,9	7,4	6,0	5,3

Als Abflußbeiwert wird das Verhältnis des Abflusses im Monat zur Niederschlagsmenge im selben Monat angesehen; bei dieser Berechnungsweise ergibt es sich vielfach, daß der Monatsabflußbeiwert über 1,0 ansteigt; das bedeutet, daß in manchem Monat mehr abfließt, als die Niederschläge bringen. Heftige Niederschläge am Ende des Vormonates und die Schneeschmelze, bei der die Winterniederschläge oft binnen weniger Wochen neben den neu gefallenen Niederschlägen ablaufen, bewirken dieses Ansteigen des Abflußbeiwertes über 1,0. Die oben erwähnte Berechnungsweise der Monatsabflußbeiwerte ist zwar einfach, ihren Ergebnissen kommt aber keinerlei reale Bedeutung zu, denn es ist ja bekannt, daß die Abflüsse der meisten Monate nicht nur von den Niederschlägen des betreffenden Monats herrühren, sondern auch von jenen der Vormonate und daß im Gebirge auch die Temperatur zur Zeit

der Schneeschmelze eine Rolle spielt; die Beiwerte stellen daher lediglich ein Hilfsmittel dar, das eine nicht viel höher als eine Schätzung zu wertende Ermittlung der Abflüsse ermöglicht (vgl. auch S. 61).

Die Abflußbeiwerte bei Sturzregen stehen in keinerlei Zusammenhang mit den Jahres- oder Monatsabflußbeiwerten. Sie weisen für ein und dasselbe Gebiet große Unterschiede auf, je nachdem, ob der Sturzregen auf schon durchfeuchtete Flächen fällt oder auf trockene (vgl. auch S. 375).

Literatur: Fischer, K.: Die durchschnittlichen Beziehungen zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung in Mitteleuropa. Zeitschr. d. Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes EV., Heft 6, 8, 9. 1921. (Mit reichen weiteren Quellenangaben.) — Derselbe: Abflußverhältnis, Abflußvermögen und Verdunstung von Flußgebieten Mitteleuropas. Zentralbl. d. Bauverw., 45., S. 502. 1925. — Keller, H.: Niederschlag, Abfluß und Verdunstung in Mitteleuropa. Jahrb. d. Gewässerkunde Norddeutschlands. Bes. Mitt. Bd. 1, Nr. 4. Berlin 1906.

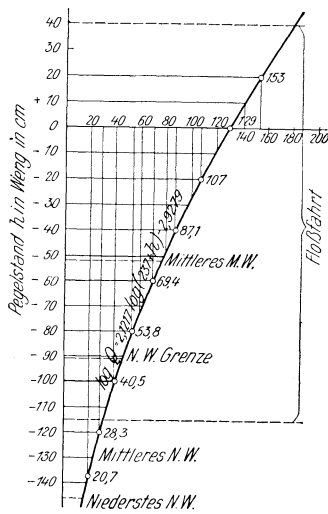


Abb. 37. Durchflußlinie (Pegelschlüssel) der Enns bei Weng

#### 4. Die Wasserstände und ihre Beziehung zu den Durchflüssen

Wie schon zu Beginn des Abschnittes erwähnt worden ist, ändert sich der Durchfluß in einem natürlichen Gewässer unausgesetzt und es ist schon mit Rücksicht auf die Kosten unmöglich, die Durchflüsse täglich zu messen, um ein zutreffendes Bild des Ganges der Abflüsse zu erhalten. Man hat nun festgestellt, daß in Querschnitten einer regelmäßigen Gerinnestrecke, deren Sohlenlage stabil ist, Beziehungen zwischen dem Durchfluß und dem Wasserstand bestehen, die empirisch durch mehrere

Durchflußmessungen bei verschiedenen Wasserständen ermittelt werden können; es genügt daher, wenn die leicht meßbaren Wasserstände aufgezeichnet werden, weil ja aus ihnen ohne weiteres die Durchflüsse ermittelt werden können.

Die Beziehung zwischen den Durchflüssen und den Wasserständen wird entweder zeichnerisch, etwa wie es die Abb. 37 veranschaulicht, oder durch eine für jeden Querschnitt aufzustellende empirische Gleichung dargestellt; Beispiele für solche Gleichungen sind:

Enns bei Weng .....	$\log Q = 2,1217 \log (237 + h) - 2,9279$
Donau bei Engelhartzell .....	$Q = 603,0 + 4,8575 h - 0,00252 h^2$
Inn bei Schärding .....	$Q = 242,0 + 2,26 h + 0,009 h^2$
Wisloka bei Skurowa .....	$Q = -13,004 - 0,0484 h + 0,0019 h^2$
Donau bei Wien .....	$Q = 1690 + 7,3 h + 0,008 h^2 \quad (h < 258 \text{ cm})$
” ” ” .....	$Q = -1,354 (h - 200) + 0,024 (h - 200)^2 \quad (h > 258 \text{ cm})$
Elbe bei Barby .....	$Q = 84,17 (h + 1,13)^{1,527} \quad (h \text{ in m})$

Ändert sich von einem gewissen Wasserstände an der Querschnitt und mit ihm der Durchfluß nach einer anderen Beziehung als unterhalb desselben, so werden, wie es z. B. für die Donau bei Wien geschah, zwei oder mehr Gleichungen mit beschränktem Geltungsbereich aufgestellt.

Bei der Aufstellung bzw. Benützung von Pegelschlüsseln wird stillschweigend vorausgesetzt, daß sich das Spiegelgefälle im Querschnitt nicht ändert oder daß zumindest zu jedem Wasserstände ein bestimmtes Gefälle gehört. Bei den niedrigeren Wasserständen trifft diese Voraussetzung annähernd zu; bei den höheren Wasserständen, die sich beim Durchgang einer Hochwasserwelle einstellen, ist das Spiegelgefälle beim Wasseranstieg größer als bei gleichem Wasserstand während des Absinkens und auch der Zustand des Bettes, also seine Rauhigkeit, ist verschieden, ebenso wie die Beschaffenheit des Wassers (Sinkstoffgehalt). Diese Umstände bewirken, daß trotz gleicher Wasserstände je nach der Art der Spiegelbewegung, verschiedene Durchflüsse ablaufen. Die Unterschiede können, wie vereinzelte Kontrollmessungen ergeben haben, unter Umständen sehr bedeutend werden (Abb. 38) und, wenn auf Genauigkeit Wert gelegt wird, die Aufstellung von Pegelschlüsseln sowohl für steigendes als auch für fallendes Wasser erfordern. Überzieht sich im Winter der Spiegel mit einer Eisdecke oder bildet sich ein Eisstoß, so verlieren die Pegelschlüssel für die Dauer der Vereisung ihre Gültigkeit (vgl. S. 156).

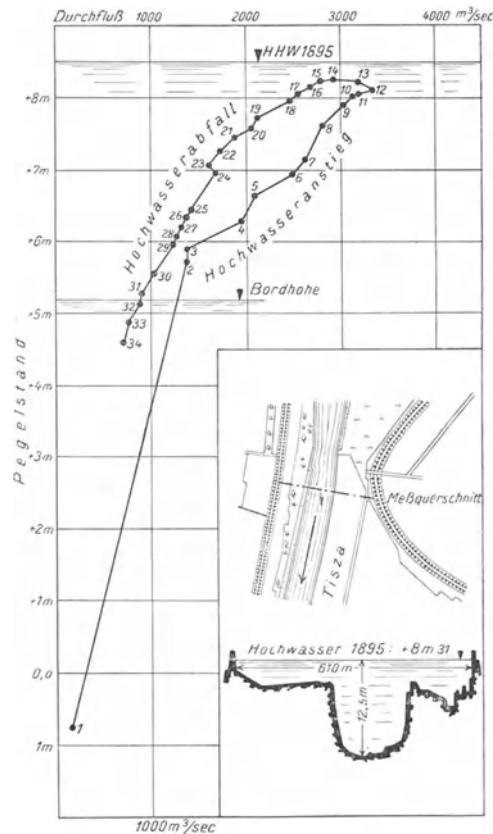


Abb. 38. Ergebnisse von 34 vollständigen Flüßmessungen während des Durchganges einer Hochwasserwelle in der Theiß bei Tisza Püspöki

Die Ablesung der Wasserstände wird in allen zivilisierten Ländern täglich durch eigene Anstalten, in Deutschland durch die Landesanstalten für Gewässerkunde, veranlaßt und die Ergebnisse werden, übersichtlich geordnet, veröffentlicht. Die Messung geschieht mit den sogenannten Pegeln, die entweder für fallweise Ab-

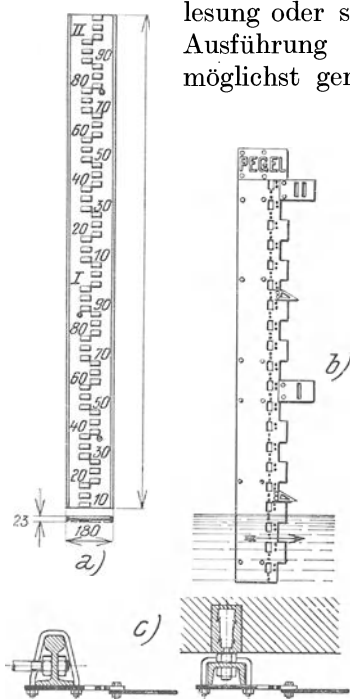


Abb. 39. Eiserne Pegel. a, b, Pegel, c Befestigung der Pegel. (A. Ott, Kempten)

lesung oder selbstschreibend eingerichtet sind. In seiner einfachsten Ausführung besteht der Pegel aus einer geteilten Meßlatte, die möglichst geringen Stau verursacht und die unverrückbar an einer Stelle des Gerinnes angebracht wird, die stets vom Wasser bespült ist. Die Bezifferung der Pegel geschieht meist von 2 zu 2 cm. Bessere Ausführungen aus Eisen sind in der Abb. 39 dargestellt.

Die Lage des Pegelnullpunktes wird in verschiedenen Ländern an verschiedene Stellen verlegt. In Preußen wurde der Nullpunkt ursprünglich zwei Fuß unter den niedrigsten Wasserstand gelegt, in anderen Teilen Deutschlands wurde er in die Sohlenhöhe oder in Niedrigwasserhöhe verlegt und in Österreich wurde der Nullstrich mit den alljährlich wiederkehrenden Niedrigwasserständen in Übereinstimmung gebracht. Die Sohle und mithin auch diese Wasserstände liegen aber in vielen Flüssen nicht fest, viele Flüsse sind in Eintiefung begriffen und man hat dann auch, um das lästige und leicht zu Fehlern führende Rechnen mit negativen Pegelablesungen auszuschalten, den Nullpunkt tief unter die Sohle verlegt. Weitere Bedeutung kommt der Höhenlage des Nullpunktes nicht zu, nur muß unbedingt die einmal gewählte Lage ein für allemal festgehalten werden, da sonst jahrelange Aufschreibungen wertlos werden können. Die Höhenlage des Nullpunktes wird daher gegenüber einem gesichert in der Nähe aufgestellten Fixpunkt festgelegt. Jeder Nullpunkt erhält im Landesnivellement seine unabänderbare Höhenkote.

Die Ablesung erfolgt derart, daß Höhen über 0 mit einem +, darunter mit — bezeichnet werden; sie erfolgt täglich einmal und nur zu Zeiten, in denen der Wasserstand stark schwankt, erfolgen außerordentliche Wasserstandsmessungen mehrmals im Tag und bei Hochwassergefahr sogar stündlich.

Solche Ablesungen an einfachen Pegeln sind nur Notbehelfe, sie geben den Verlauf der Wasserstände mit stufenartigen Sprüngen an und setzen unbedingte Verlässlichkeit des Beobachters voraus. Um den Verlauf der Wasserstandsbewegung fortlaufend zu haben und zur Kontrolle werden an einigen Querschnitten selbstschreibende Pegel aufgestellt, bei denen die Bewegung eines Schwimmers in einem mit dem Gerinne kommunizierenden Schacht auf einem Papierstreifen (Abb. 40) in be-

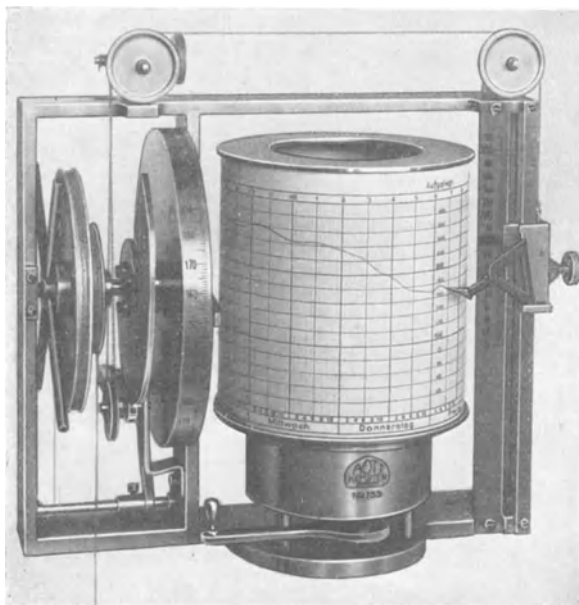


Abb. 40. Wasserstandschreiber. (A. Ott, Kempten)

liebigem Maßstab aufgezeichnet wird. Der Papierstreifen sitzt auf einer Trommel, die entweder von einer Uhr oder vom Schwimmer bewegt wird; im ersteren Falle wird der Schreibstift vom Schwimmer, im letzteren von der Uhr bewegt. Sowohl der Papiervorschub als der Maßstab für die Verkleinerung der Wasserspiegelbewegung bei der Aufzeichnung können in weiten Grenzen verändert werden und A. Ott in Kempten erzeugt auch einen für genaue Messungen besonders geeigneten, selbstschreibenden Pegel, bei dem sowohl der Maßstab für die Wasserstandsaufzeichnung als auch der Zeitmaßstab rasch mit einigen Handgriffen verstellt werden kann.

Die Aufzeichnungen eines selbstschreibenden Pegels müssen überprüft werden, weswegen neben jedem selbstschreibenden ein gewöhnlicher Pegel aufgestellt wird. Unter Umständen bereitet die Beaufsichtigung und Ablesung der selbstschreibenden Pegel am Ufer des Flusses Schwierigkeiten und es ist die Übertragung der Aufzeichnungen z. B. in ein Amt erwünscht. In der Abb. 41 ist als Beispiel das Schema einer solchen Anlage dargestellt; sie besteht aus einem Geber, der von einem Schwimmer betätigt, der bei jeder 1, 5 oder 10 cm betragenden Wasserstandsänderung ein elektrisches Signal gibt, das den Zeiger oder die Feder des Schreibwerkes am Empfänger entsprechend verstellt. In den Abb. 42 und 43 sind ein Geber und ein Empfänger dargestellt. In einer größeren Anlage können mehrere Empfänger schalttafelartig zusammengebaut werden, wie es z. B.

Abb. 41. Schema eines Wasserstandsfernmelders. (A. Ott, Kempten)

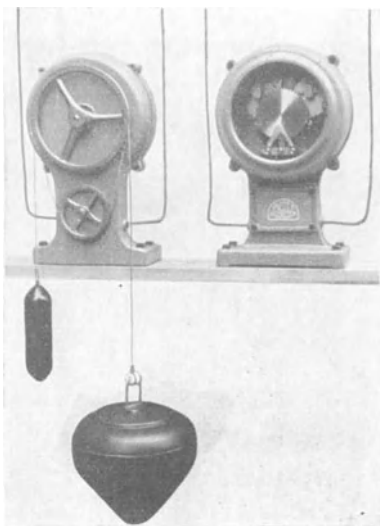


Abb. 42. Geber eines Wasserstandsfernmelders. (A. Ott, Kempten)

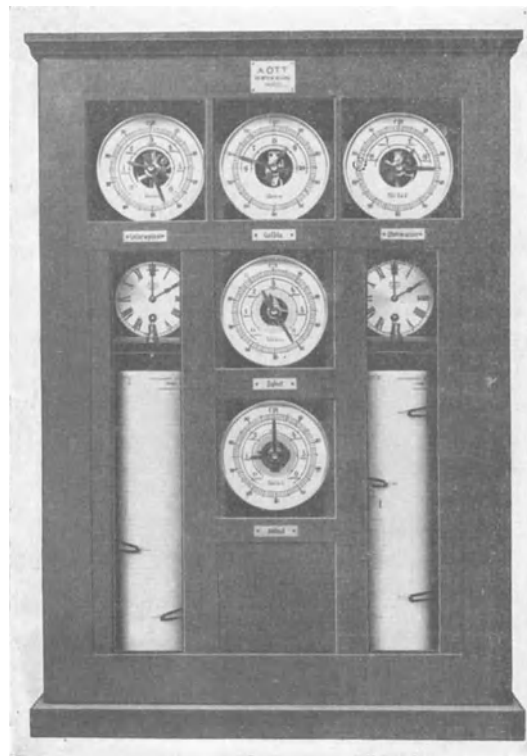


Abb. 43. Empfänger eines Wasserstandsfernmelders. (A. Ott, Kempten)

in der Abb. 43 zu erkennen ist; dort werden die Wasserstände von fünf verschiedenen Stellen sichtbar gemacht und aufgezeichnet.

Die zu den Pegeln gehörigen Flußquerschnitte, die Pegelquerschnitte, erfordern stete Überwachung und Aufzeichnung der Veränderungen der Sohlenlage, da nur



dann Änderungen des Wasserstandes richtig gedeutet, bzw. die Pegelschlüssel richtig angewendet werden können.

Daß Wasserstandsaufzeichnungen gerade für jenen Querschnitt vorliegen, in dem irgend ein Bauwerk errichtet werden soll, wird ein seltener Ausnahmefall bleiben. Man kann aber für einen beliebigen Flußquerschnitt *B* aus den Aufzeichnungen für den nächstgelegenen Pegel *A* die Wasserstände unter Verwendung der sogenannten

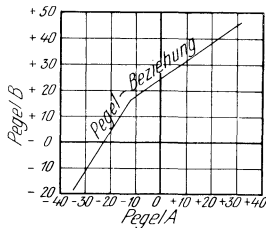


Abb. 44. Pegelbeziehung

Pegelbeziehung (Abb. 44) rekonstruieren. Diese Pegelbeziehung gibt an, wo der Wasserspiegel im Querschnitt bei *B* steht, wenn er eine gewisse Lage am Pegel *A* hat. Vorausgesetzt ist, daß zwischen den Querschnitten *A* und *B* keine nennenswerten Zuflüsse erfolgen. Um die Pegelbeziehung aufzustellen, wird im Querschnitt *B* ein Hilfspegel gesetzt und es werden bei verschiedenen Beharrungswasserständen, bei denen also durch *A* und *B* dieselbe Wassermenge läuft, gleichzeitig Ablesungen *a* bzw. *b* gemacht, die graphische Auftragung ergibt dann die Pegelbeziehung, wie sie die

Abb. 44 veranschaulicht. Ist die Pegelschlüssellinie für *A* bekannt, so kann dann aus ihr auch jene für *B* leicht ermittelt werden.

Um die zahlreichen Wasserstandsbeobachtungen verwertbar zu machen, müssen sie übersichtlich dargestellt werden; neben der Ordnung der Ablesungen in Tabellen werden gewisse Mittelwerte gebildet. Das arithmetische Mittel der Ablesungen in einem Monat ergibt das Monatsmittel, jenes im Jahr das Jahresmittel und es werden überdies aus mehrjährigen Beobachtungen die mehrjährigen Durchschnittswerte gebildet. Überdies werden besonders hervorgehoben die niedersten und höchsten

Pegelstände eines Jahres und längerer Perioden. Besonders betont muß aber werden, daß allen diesen Mittelwerten ein Mangel anhaftet, daß nämlich das Mittel der Abflüsse einer Periode nicht genau dem Abfluß

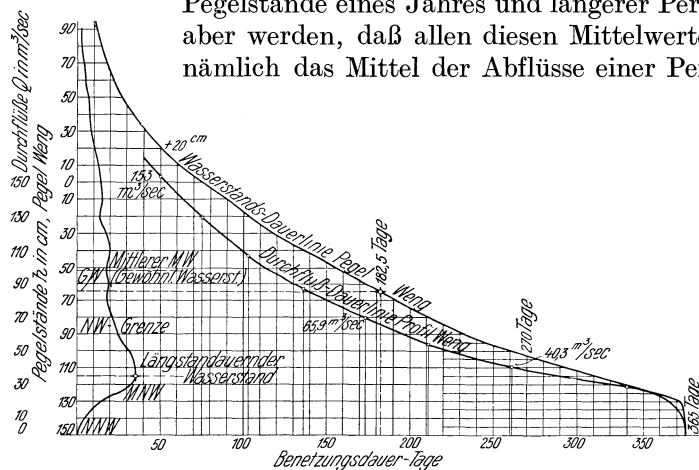


Abb. 45. Wasserstandshäufigkeitslinie und Dauerlinien der Wasserstände und der Durchflüsse für die Enns bei Weng

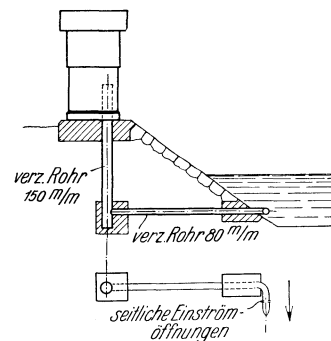


Abb. 46. Aufstellung eines Wasserstandsschreibers an einer Böschung. (A. Ott, Kempten)

beim mittleren Pegelstande dieser Periode entspricht. Das Verfahren, den mittleren Abfluß aus dem mittleren Pegelstande zu ermitteln, ist zwar einfach, kann aber unter Umständen wesentliche Fehler verursachen.

Vielfach will man auch wissen, wie häufig im Jahr (wie viele Tage) ein gewisser Wasserstand andauert und wie lange eine gewisse Pegelmarke benetzt ist, eine Frage, die für die Schifffahrt und für die Entwurfsarbeiten bei Kraftanlagen Bedeutung hat. Die Häufigkeit der Pegelstände wird am besten aus den Aufzeichnungen eines selbstschreibenden Pegels zusammengestellt; hierbei werden alle Ablesungen in Stufen

von in der Regel 10 zu 10 cm zusammengezogen, derart, daß z. B. alle Ablesungen von 0 bis + 9 als + 5, 10 bis + 19 als + 15 und - 1 bis - 10 als - 5 usw. bezeichnet werden. Die zu jeder Pegelstufe - 5, + 5, + 15 usw. gehörige Zeitdauer in Tagen wird, wie es die Abb. 45 veranschaulicht, neben der Stufe aufgetragen und die sogenannte Häufigkeitslinie gezeichnet. Werden die Dauern der einzelnen Stufen vom höchsten Wasserstand abwärts summiert und die ebenfalls in der Abb. 45 eingetragene Summenlinie gezeichnet, so erhält man die Benetzungsdauerlinie, die angibt, wie lange ein gewisser Pegelstand erreicht oder überschritten, der entsprechende Teilstrich am Pegel also benetzt ist.

Die Verbindung zwischen dem Schachte und dem Flußbette kann entweder durch eine tief verlegte Rohrleitung (Abb. 46) oder durch einen Heber (Abb. 47) bewerkstelligt werden.



Abb. 47. Verbindung zwischen dem Fluß und dem Schwimmerschacht durch einen Heber. (A. Ott, Kempten)

An Ufermauern kann auch die Aufstellung nach dem Schema der Abb. 48 erfolgen. Ein bewährtes Schutzhäuschen für selbstschreibende Pegel ist in der Abb. 49 dargestellt. Die Zuleitung des Wassers zum Pegelschacht muß unter allen Umständen so ausgeführt werden, daß die Wasserentnahme an einer Stelle erfolgt, die nicht dem Strömungsdrucke des Wassers ausgesetzt ist, weil sonst auch die Geschwindigkeitshöhe mehr oder minder vollständig mit aufgezeichnet wird.

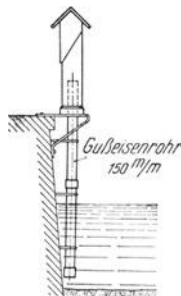


Abb. 48. Aufstellung eines Wasserstandsschreibers an einer Ufermauer. (A. Ott, Kempten)

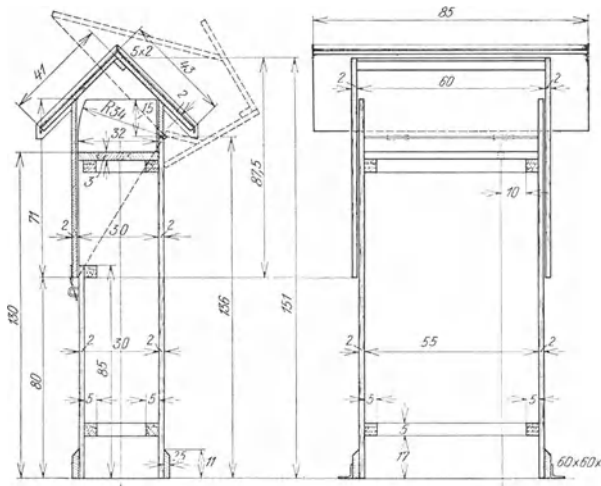


Abb. 49. Holzhäuschen für einen Wasserstandsschreiber. (A. Ott, Kempten)

### 5. Grenzwerte des Durchflusses

Die Grenzwerte des Durchflusses innerhalb einer langen Periode werden niedrigstes Niederwasser (*NNQ*) und Höchstabfluß (*HHQ*) (auch *Katastrophenabfluß*) genannt. Obzwar nun ihrer Kenntnis große Bedeutung zukommt, sind sie noch für recht wenige Gebiete sicher bekannt, weil sie nur sehr selten auftreten, meist nur von kurzer Dauer und nur schwierig, oft überhaupt nicht zu messen, sondern nur zu schätzen sind.

Für die Berechnung des niedrigsten Niederwasserabflusses  $Q_{\min}$  kann die von Iszkowski aufgestellte Formel

$$(45) \quad Q_{\min} = 0,0063 \nu \mu NF$$

verwendet werden, in der  $\mu$  den mittleren Jahresabflußbeiwert,  $N$  die mittlere Niederschlagspende des Gebietes in Metern,  $F$  die Größe des Einzugsgebietes in Quadratkilometern bedeutet,  $\nu$  von der Beschaffenheit des Einzugsgebietes abhängt und die folgenden Werte annimmt:

mittlere Bodengattung, normale Vegetation .....	$\nu = 1,0$
bei Wasserläufen, die durch Seen reguliert werden .....	$\nu = 1,5$
durchlässiger Boden, wenig bewachsen .....	$\nu = 0,4$
wenig durchlässiger Boden, mehr bewachsen .....	bis $\nu = 0,8$
undurchlässiger Boden im Flachland .....	$\nu = 1,0—1,5$
„ „ „ „ Hügelland .....	$\nu = 0,8—0,5$
undurchlässiger Boden im Gebirge (abnehmend mit Abnahme der Vegetation) .....	$\nu = 0,6—0,3$
bei kleinen Bächen abnehmend bis auf .....	$\nu = 0$

Auch durch den Vergleich des betrachteten Gebietes mit einem anderen gleicher klimatischer, hydrologischer und geologischer Beschaffenheit, von dem die niedrigste

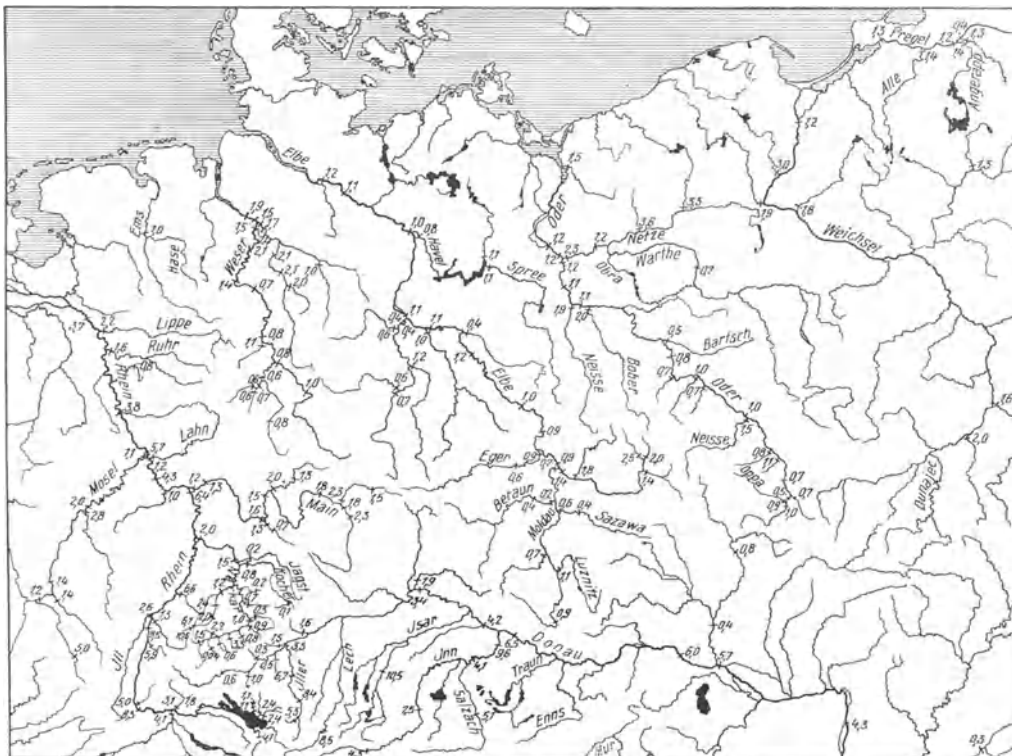


Abb. 50. Beobachtete Niedrigwasserspenden deutscher Flußgebiete in l/sec. km<sup>2</sup>. (Mit Benützung von amtlichen Mitteilungen der zuständigen Landesanstalten für Gewässerkunde)

Abflußspende bekannt ist, können Schlüsse auf den kleinsten Abfluß gezogen werden. Solche in deutschen Stromgebieten beobachtete Niedrigwasserspenden in l/sec. km<sup>2</sup>

sind in der Abb. 50 eingetragen, um derartige Vergleiche zu erleichtern. Wie ein Blick in diese Abbildung lehrt, liegen die meisten der bekanntgewordenen Niedrigstwasserspenden um etwa  $1 \text{ l/sec} \cdot \text{km}^2$ . Gebiete, die sehr undurchlässig sind, haben kleinere, solche, die sehr durchlässig sind oder in denen größere Seen liegen, die die Abflüsse ausgleichen, haben größere Niedrigstwasserspenden.

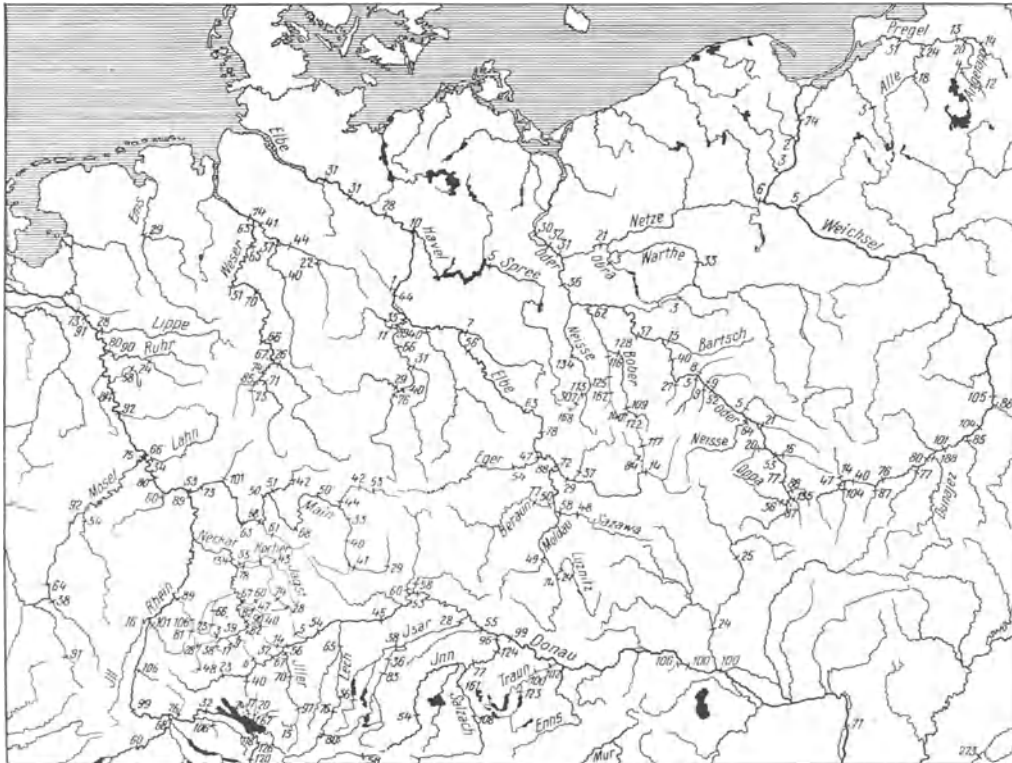


Abb. 51. Beiwerte 100  $a$  zur Formel von P. Kresnik für den Höchstabfluß. (Mit Benützung von amtlichen Mitteilungen der zuständigen Landesanstalten für Gewässerkunde)

Für die Berechnung der Höchstdurchflüsse, die von besonderer Bedeutung sind, hat P. Kresnik die empirische Formel

$$Q_{\max} = a \frac{32}{0,5 + \sqrt{F}} F \quad (46)$$

aufgestellt, in die die Größe des Einzugsgebietes  $F$  in Quadratkilometern einzuführen ist.  $a$  bedeutet einen Beiwert, der von der Beschaffenheit des Einzugsgebietes abhängt und am besten aus der Karte in der Abb. 51 entnommen wird, in der für alle bekanntgewordenen Höchstabflüsse die Beiwerte eingetragen sind. In der Tabelle 19 sind überdies für europäische Gebiete, die nicht auf der Karte liegen, einige  $a$ -Werte zusammengestellt. Diese Beiwerte, die ähnlich wie die Abflußbeiwerte von der Form und Beschaffenheit des Einzugsgebietes und von den klimatischen Verhältnissen abhängen, erreichen ihren Höchstwert in Deutschland mit  $a = 3,07$  an der Pließnitz bei Bertschdorf; in außereuropäischen Gebieten reichen sie bis gegen  $a = 6$  heran.

Tabelle 19. Weitere, in der Abb. 51 nicht enthaltene Beiwerte  $a$  zur Formel von P. Kresnik für europäische Flüsse

Gewässer (Flußstelle)	Beobachtungsstelle	Land (Landesteil)	$F$ km <sup>2</sup>	$q_{\min}$ l/s-km <sup>2</sup>	$a$
Gök-Su .....	Bosporus	Anatolien	86	—	3,91
Orientalische Bahn . .	—	Europäische Türkei	0,9	—	1,14
„ „ ..	—	„ „	1,0	—	1,15
Validé-Bend .....	—	„ „	2,1	—	1,23
Orientalische Bahn . .	—	„ „	3,0	—	1,61
Eski-Validé-Jeni- Bend .....	—	„ „	3,7	—	1,38
Großer Bend .....	—	„ „	12,0	—	1,02
Corlu Deré .....	—	„ „	596	—	1,50
Ergené-Deré .....	—	„ „	670	—	1,50
Ergené-Deré .....	—	„ „	1270	—	2,11
Ergené .....	Lulé-Burgas	„ „	2780	—	1,77
Marica .....	Viram-Köj	„ „	21500	—	1,28
„ .....	Kuleli-Burgas	„ „	35800	—	1,48
Bach von Eski-Dzu- mája .....	—	Bulgarien	50,5	—	4,70
Krivodol .....	—	„	56	—	2,45
Vrana .....	—	„	945	—	3,94
Drina .....	Zvornik	Serbien	7422	—	1,22
Drau .....	Marburg	Untersteiermark	13434	7,4	1,38
Maros .....	Arad	Ungarn	27276	0,7	0,37
Drau .....	Barcs	„	33915	3,0	0,51
Save .....	Mitrovica	„	92587	2,7	0,46
Theiß .....	Szeged	„	138578	0,7	0,38
Leonhardbach .....	Graz	Steiermark	26,6	—	1,48
Avisio .....	—	Tirol	942	—	1,03
Drau .....	Villach	Österreich	5271	5,7	0,77
Bergaglino .....	Genua	Italien	23,0	—	1,31
Assi .....	—	Calabrien	60	—	1,97
Bisagno .....	Mündung	Italien	92	—	1,56
Trionto .....	—	Calabrien	257	—	1,43
Roia .....	—	Italien-Frankreich	505	—	2,85
Bruna .....	—	Toskana	507	—	1,44
Drau .....	Lienz	Tirol	672	6,0	—
Trebbia .....	—	Piacenza	1014	—	1,00
Neto .....	—	Calabrien	1080	—	1,98
Serchio .....	—	Toskana	1167	—	1,41
Basento .....	—	Basilicata	1447	—	1,00
Magra .....	—	Toskana	1512	—	2,49
Toce .....	—	Piemont	1613	—	3,94
Agri .....	—	Basilicata	1740	—	1,02
Crati .....	—	Calabrien	2317	—	2,16
Bradano .....	—	Basilicata	2480	—	1,27
Ofanto .....	—	Apulien	2590	—	1,43
Pescara .....	—	Abruzzen	3130	—	1,57
Nera .....	—	Umbrien	4059	—	1,39
Piave .....	—	Venetien	4100	—	1,48
Comer-See .....	—	Lombardei	4300	—	1,44
Simeto .....	—	Sizilien	4387	—	1,14
Etsch .....	—	Italien	10559	—	1,00
Reichenbach .....	—	Kanton Bern	53	—	2,12
Tiber .....	—	Mittellitalien	16721	—	1,09
Vorderrhein .....	Ilanz	Graubünden	776	—	0,97
Maggia .....	—	Kanton Tessin	926	—	1,88
Tessin .....	—	„ „	1520	—	2,03

Gewässer (Flußstelle)	Beobachtungsstelle	Land (Landesteil)	$F$ km <sup>2</sup>	$q_{\min}$ l/s-km <sup>2</sup>	$\alpha$
Langensee . . . . .	—	Schweiz-Piemont- Lombardei	6200	—	3,99
Rhône . . . . .	Genf	Schweiz	6901	—	0,22
Gordon d'Alais . . . . .	—	Languedoc	534	—	2,75
Chassezac . . . . .	—	„	557	—	4,33
Gordon d'Anduze . . . . .	—	„	595	—	3,92
Vidourle . . . . .	—	„	743	—	2,33
Erieux . . . . .	—	„	854	—	3,42
Orb . . . . .	—	„	1530	—	2,02
Ardèche . . . . .	—	„	2150	—	5,12
Var . . . . .	—	Provence	2279	—	2,65
Hérault . . . . .	—	Languedoc	2898	—	2,16
Aude . . . . .	—	„	5340	—	1,29
Loire . . . . .	Roanne	Mittelfrankreich	6275	—	2,89
Durance . . . . .	Mirabeau	Dauphiné-Provence	11740	—	1,94
Allier . . . . .	Mündung ..	Mittelfrankreich	14000	—	1,25
Dordogne . . . . .	Tulière	Südwestfrankreich	14537	—	1,30
Durance . . . . .	Mündung	Dauphiné-Provence	14800	—	1,50
Loire . . . . .	Ob. d. Alliermündung	Mittelfrankreich	17530	—	1,23
Rhône . . . . .	Ober Lyon	Frankreich	19267	—	1,26
Loire . . . . .	Unt. d. Alliermündung	Mittelfrankreich	31530	—	1,58
Rhône . . . . .	Mündung d. Saône	Frankreich	47815	—	1,00
Garonne . . . . .	Tonneins	Südwestfrankreich	51939	—	1,44
Rhône . . . . .	Mündg. d. Isère	Frankreich	63564	—	1,19
„ . . . . .	„ „ Durance	„	91150	—	1,43
„ . . . . .	—	Schweiz-Frankreich	98667	—	1,20
Guadalquivir . . . . .	Palma del Rio	Spanien	31409	—	0,99
„ . . . . .	Cantillana	„	44100	—	0,96
Irwel . . . . .	Salford	England	548	—	0,93
„ . . . . .	Agecroftbrücke	„	557	—	0,94
„ . . . . .	Irlam	„	806	—	0,90
Memel . . . . .	Tilsit	Ostproußen	91300	—	0,67

Literatur: Forchheimer, Ph.: Über den Höchstwasserabfluß im südlichen Teil Europas. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 22, S. 2. 1916. — Hofmann, A.: Zur Ermittlung der größten Hochwassermenge kleiner Wasserläufe. Deutsche Bauzeitung, 33, S. 298. 1899. — Iszkowski, R.: Beitrag zur Ermittlung der Niedrigst-, Normal- und Höchstwassermenge auf Grund charakteristischer Merkmale der Flußgebiete. Zeitschr. d. öst. Ing. u. Arch. Ver., 38, S. 69. 1886. — Kresnik, P.: Allgemeine Berechnung der Wasser-, Profils- und Gefällsverhältnisse für Flüsse und Kanäle. Technische Vorträge und Abhandlungen, 8. Wien 1886. — Schoklitsch, A.: Höchstdurchfluß deutscher Flüsse. Die Wasserkraft, 19, S. 24 und 206. 1924. — Derselbe: Zur Berechnung des Höchstdurchflusses. Die Bautechnik 1, S. 292. 1923. — Weyrauch, R.: Hydraulisches Rechnen. 5. Aufl. K. Witwer. 1921.

## 6. Die Durchfluß- und die Wasserstandsvorhersage

Für Schifffahrtzwecke, für einen geordneten Betrieb eines Kraftwerkes, im Speicherbetrieb, für den Hochwasserwarnungsdienst und noch auf verschiedenen anderen Gebieten des Wasserbaues ist eine Vorhersage der Wasserstände bzw. der Durchflüsse in hohem Maße erwünscht und es wurden daher verschiedene Versuche unternommen, um diesen Wünschen gerecht zu werden. Je nach dem Verwendungszwecke wurde die Voraussage für verschieden lange Zeiträume und auf verschiedenen Wegen versucht.

Am ältesten sind die Versuche, den Wasserstand eines Flusses für den nächsten Tag für Zwecke der Flußschifffahrt vorauszusagen. Man verwendete hiezu ursprüng-

lich die Wasserstandsmeldungen von Pegelstellen, die in gewissen Entfernungen oberhalb des Voraussagequerschnittes im Hauptflusse und in den wichtigeren Nebenflüssen liegen. Der Zeitpunkt der Ablesung wurde so gewählt, daß im Zeitpunkte, für den die Voraussage gilt, jene Durchflüsse durch diesen Querschnitt liefen, die zur Zeit der Pegelablesungen gerade an den Pegeln vorbeiflossen. Für die Voraussage wurden empirische Gleichungen aufgestellt, deren Ergebnisse aber wenig befriedigten, denn Fehler von 50 cm waren nichts Seltenes; größere Genauigkeit war nicht zu erwarten, weil ja der Zusammenhang zwischen Wasserstand und Durchfluß nicht im ganzen Bereiche der Wasserspiegelschwankung linear ist. Man erkannte bald, daß es zweckmäßiger ist, statt der Wasserstände die Durchflüsse selbst zu verwenden. So ermittelte man z. B. an der Elbe, daß die Durchflüsse der Elbe bei Brandeis, der Moldau bei Prag und der Eger bei Laun nach 24 Stunden Tetschen durchlaufen und man fand, daß der Durchfluß der Elbe bei Tetschen gleich ist der Summe jener bei Brandeis, Prag und Laun, vermehrt um 10 v. H. für die Zwischengebiete, daß also

$$(47) \quad Q_{\text{Tetschen}} = 1,1 (Q_{\text{Brandeis}} + Q_{\text{Prag}} + Q_{\text{Laun}})$$

ist. Aus den Pegelschlüsseln für Brandeis, Prag und Laun können leicht die Durchflüsse ermittelt werden und der Wasserstand in Tetschen folgt dann ohne weiteres aus dem dortigen Pegelschlüssel. Dieses Verfahren stammt von Harlacher und ist sehr genau; der mittlere Fehler für Tetschen betrug z. B. im Jahre 1904 nur 2,6 cm.

Eine weitergehende Genauigkeit ermöglicht ein umständliches Verfahren, bei dem statt der Durchflüsse nur die Änderung der Durchflüsse an den maßgebenden Pegelstellen in einer bestimmten, für die Voraussage im betreffenden Gebiete maßgebenden Zeit verwendet werden. Diese Änderungen machen sich nach Verlauf einer bestimmten Zeit am Vorhersagepegel bemerkbar und bewirken dort eine Durchflußänderung. Die höhere Genauigkeit bei diesem von F. Rosenauer stammenden Verfahren rührt daher, daß Pegelschlüssel die zu zwei Pegelständen gehörige Durchflußdifferenz genauer angeben als die Durchflüsse selbst.

Wo die hydrographischen Grundlagen für eine Wasserstandsvorhersage fehlen oder nicht hinreichen, kann wenigstens ein Hochwasserwarnungsdienst eingerichtet werden. In der Regel geben die Pegelbeobachter im Oberlaufe der Flüsse gefährdendes Steigen an bestimmte Stellen, die die Warnung besorgen, telegraphisch oder telephonisch bekannt. Liegt der Ort, an den die Warnung geleitet werden soll, sehr nahe dem Entstehungsgebiete der Flutwelle, so würde die Flutwelle eher eintreffen als die Meldung, dann wird der Warnungsdienst nicht auf die Wasserstandsbeobachtung gegründet, sondern auf die Regenmessungen, da vom Zeitpunkte des Regenendes bis zum Scheitelstand der Flutwelle immerhin einige Zeit vergeht, die der Warnung zugute kommen kann.

Beim Betriebe eines Kraftwerkes oder Speichers ist es vielfach sehr erwünscht, jeweils zu wissen, mit welchen Zuflüssen im nächsten Monate zu rechnen sein wird. Eine solche Voraussage ist erstmals von W. Keßlitz<sup>1</sup> für die Teigtisch an der Langmannsperre durchgeführt worden. Mit Verwendung der Korrelationsmethode wurden für die einzelnen Monate die Kombinationen der Niederschlagshöhen jener Monate ausfindig gemacht, die für den Abfluß des betreffenden Monats maßgebend sind. Die auf der Seite 61 zusammengestellten Gleichungen für die Monatsabflußhöhen sind das Ergebnis dieser Untersuchung; wird in den Monaten, in denen der Schnee abschmilzt, noch ein Glied für die Temperatur eingeführt, so erhöht sich die Genauigkeit etwas.

<sup>1</sup> Nach einer mir freundlichst zur Verfügung gestellten Untersuchung. Bisher unveröffentlicht.

Für die Berechnung der Abflußhöhen der meisten Monate ist auch die Kenntnis der Niederschlagshöhe des betreffenden Monats nötig; diese kann, wie es auf S. 33 erläutert wurde, ebenfalls aus Gleichungen, die unter Zuhilfenahme der Korrelationsmethode hergeleitet sind, berechnet werden. Die auf diese Weise ermittelten Abflüsse sind genauer als jene, die mit Verwendung der Abflußbeiwerte ermittelt werden und sie stimmen mit beobachteten Abflüssen gut überein. Örtlich eng begrenzte Sturz- und Gewitterregen, die einer Voraussage unzugänglich sind, können bei kleinen betrachteten Gebieten größere Unterschiede zwischen Beobachtung und Voraussage hervorrufen.

Gleichungen für die Monatsabflußhöhen der Teigitsch (Steiermark) an der Langmannsperre

		mittlerer Fehler
Januar:	$h = -8,6 + 0,0704 H$ (VII bis XII).....	$\pm 10,0$ v. H.
Februar:	$h = +6,7 + 0,0422 H$ (VIII bis I) .....	7,7 „ „
März:	$h = +13,2 + 0,0721 H$ (X bis III).....	14,1 „ „
April:	$h = -2,7 + 0,118 H$ (IX bis IV) — 1,42 $t$ (II + III) ..	13,5 „ „
	oder $h = -12,0 + 0,122 H$ (IX bis IV) .....	15,4 „ „
Mai:	$h = +56,0 + 0,373 H$ (IV + V) — 4,38 $t$ (III + IV) ...	14,3 „ „
	oder $h = -51,9 + 0,632 H$ (IV + V) .....	16,3 „ „
Juni:	$h = +18,0 + 0,200 H$ (V + VI) .....	12,0 „ „
Juli:	$h = -8,9 + 0,239 H$ (VI + VII) .....	15,7 „ „
August:	$h = -23,9 + 0,346 H$ (VII + VIII) .....	19,1 „ „
September:	$h = +3,9 + 0,250 H$ (VIII + IX).....	15,8 „ „
Oktober:	$h = -20,3 + 0,233 H$ (VIII + IX + X) .....	8,8 „ „
November:	$h = -14,2 + 0,165 H$ (VIII bis XI) .....	7,1 „ „
Dezember:	$h = +8,2 + 0,167 H$ (X + XI + XII) .....	17,3 „ „

Hierin bedeutet z. B.  $H$  (VII bis XII) die Summe der Niederschlagshöhen vom 1. Juli bis Ende Dezember in Millimetern und z. B.  $t$  (II + III) die Summe der mittleren Monatstemperaturen vom Februar und März.

Auch die Kenntnis der voraussichtlichen Abnahme des Durchflusses in einem Flußlaufe während einer längeren niederschlagsfreien oder wenigstens sehr niederschlagsarmen Zeit, während der der Flußlauf nur mit unmittelbar zulaufendem Grundwasser und der Schüttung von Quellen gespeist wird, ist in vielen Zweigen der Wasserwirtschaft sehr erwünscht. Für eine solche Voraussage kann das von J. Boussinesq hergeleitete Gesetz für das Versiegen von Quellen Anwendung finden. Bezeichnet  $Q_0$  den Durchfluß im Flußlaufe einige Zeit nach dem letzten Niederschlag und  $t$  die Dauer der niederschlagsfreien Witterung, so beträgt der Durchfluß nach Verlauf dieser  $t$ -Tage

$$Q = Q_0 e^{-\alpha t} \quad (48)$$

$\alpha$  ist ein Beiwert, der von der Beschaffenheit des Einzugsgebietes abhängt und z. B. für die Mur bei Frohnleiten die Größe  $\alpha = 0,018$ , für den Rhein bei Lustenau 0,011 hat.

In manchen Fällen hat W. Reitz an Alpenflüssen die Beziehung

$$Q = Q_0 e^{-\alpha \sqrt{t}} \quad (49)$$

besser zutreffend gefunden als  $Gl$  (48).

Literatur: Brauer, R.: Praktische Hydrographie. Bibl. d. ges. Technik, Bd. 53. Leipzig: M. Jännecke, 1907. — Harlacher, A. R., und Richter, H.: Vorherbestimmung der Wasserstände der Elbe in Böhmen und Sachsen. Allg. Bauzeitung, 51, S. 17. 1886. — Heubach, E.: Zur Wasserstandsvorhersage. Deutsche Bauzeitung, 31, S. 370, 1897; 32, S. 48, 1898. — Iszkowski, R.: Wasserstandsvorhersage. Zeitschr. d. Öst. Ing. u. Arch. Ver., 46, S. 87. 1894. — Kleiber, W.: Studien über Wasserstandsvorhersage. Zeitschr. f. Gewässerkd., Bd. 1, S. 10.



1898. — Rosenauer, F.: Die Wasserstandsvorhersagen für die oberösterreichische Donaustricke. Wasserwirtschaft, 19, S. 206, H. 8, 9. 1926. — Keßlitz, W. v.: Über verschiedene Methoden zur Vorausberechnung von Monatsmittelwerten der Wasserführung österreichischer Alpenflüsse. Die Wasserwirtschaft, 21, S. 109. 1928.

### 7. Der Abfluß des Hochwassers und anderer Anschwellungen

Nehmen die Zuflüsse in einem natürlichen Flußlauf zu, so bewirken sie ein stetiges Ansteigen des Spiegels bis zum Höchststand und darauf ein Absinken, das in der Regel langsamer vor sich geht. Werden die während des Durchlaufes einer

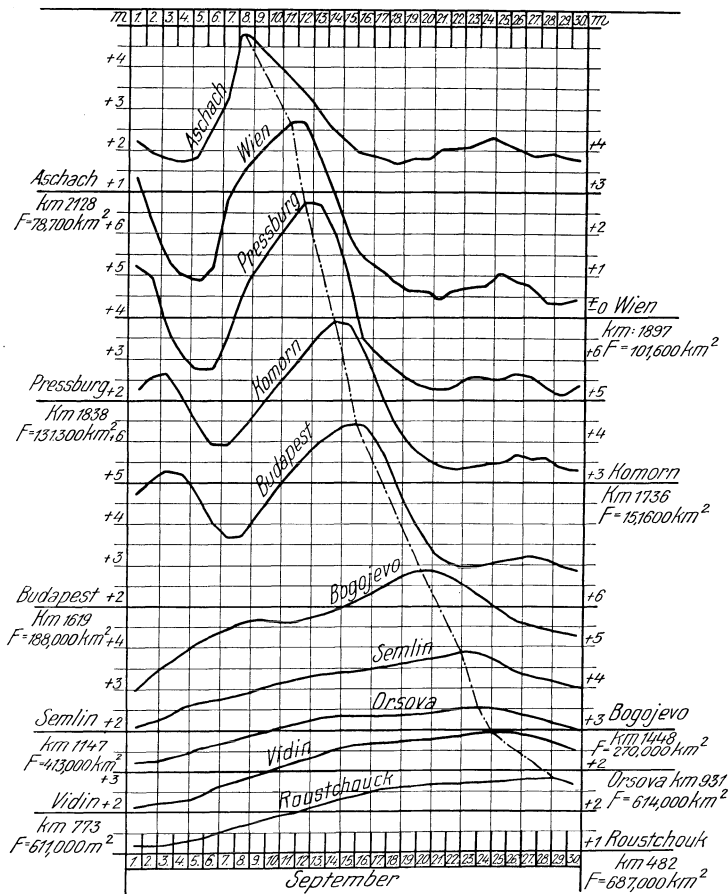


Abb. 52. Fortschritt und Verflachung einer Hochwasserwelle in der Donau. (F. Schaffernak, Wien)

wie die Darstellung in der Abb. 52 deutlich erkennen läßt, immer mehr, wobei ihr Scheitel niedersinkt. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Wellenscheitels ist in Flußbetten, in denen sich die Spiegelbreite nicht ändert, größer als die mittlere Geschwindigkeit des Wassers, die der Tiefe und dem Spiegelgefälle im Scheitel entspricht; sie kann je nach der Querschnittsform des Flußbettes bis zum  $\frac{7}{4}$ -fachen der mittleren Wassergeschwindigkeit betragen. Werden Talgelände überflutet oder durchläuft die Welle einen See, so bewirkt der sogenannte Seerückhalt eine wesentliche Verzögerung und ein starkes Niedersinken des Wellenscheitels.

Die Hochwässer erhalten nach ihrer Entstehungsursache bzw. nach der Zeit ihres Auftretens Namen. Bekannt sind die Schneeschmelzhochwässer, die in den

größeren Anschwellung gemessenen Durchflüsse oder Wasserstände über den entsprechenden Zeiten aufgezeichnet, so erhält man das Bild einer Welle und man spricht daher von Hochwasserwellen. Werden die während des Durchlaufes einer Hochwasserwelle längs des Flußlaufes gleichzeitig gemessenen Durchflüsse oder Wasserstände im Längenschnitt des Flusses aufgetragen, so erkennt man, daß die Hochwasserwelle sich oft über viele Hunderte von Kilometern erstreckt und daher bei der zu ihrer Länge relativ kleinen Höhe sehr flach gekrümmt ist. Der Krümmungsradius des Scheitels einer Hochwasserwelle ist im Entstehungsgebiete des Hochwassers am kleinsten; auf ihrem Laufe verflacht sich die Welle,

Alpen, wo im ganzen Einzugsgebiet die Schneeschmelze fast gleichzeitig beginnt, besonders heftig auftreten; sie werden dort auch Frühjahrshochwässer genannt. Im Mittelgebirge und Flachland treten die Schneeschmelzhochwässer früher auf als in den Alpen und erreichen große Heftigkeit, wenn das Schmelzwasser über noch gefrorenen Untergrund, also ohne Versickerung, den Flüssen zuläuft; stellen sich solche Hochwässer vor dem 30. April ein, so werden sie als Winterhochwässer bezeichnet. Eine besonders gefährliche Art der Winterhochwässer ist das Eishochwasser, das sich einstellt, wenn die Schneeschmelze Wasseranstiege zu Zeiten hervorruft, in denen der Flußlauf noch vereist ist. Das Wasser hebt dann die Eisdecke, zertrümmert sie und wenn die Schollen sich an irgend einer Stelle verklauen, so stauen sie das Wasser mitunter zu Höhen an, die sonst nie erreicht werden. Im Winter können sich auch hohe Wasserstände ohne große Durchflüsse einstellen, wenn sich rasch eine vollkommene Eisdecke oder ein Eisstoß bildet, weil die durch

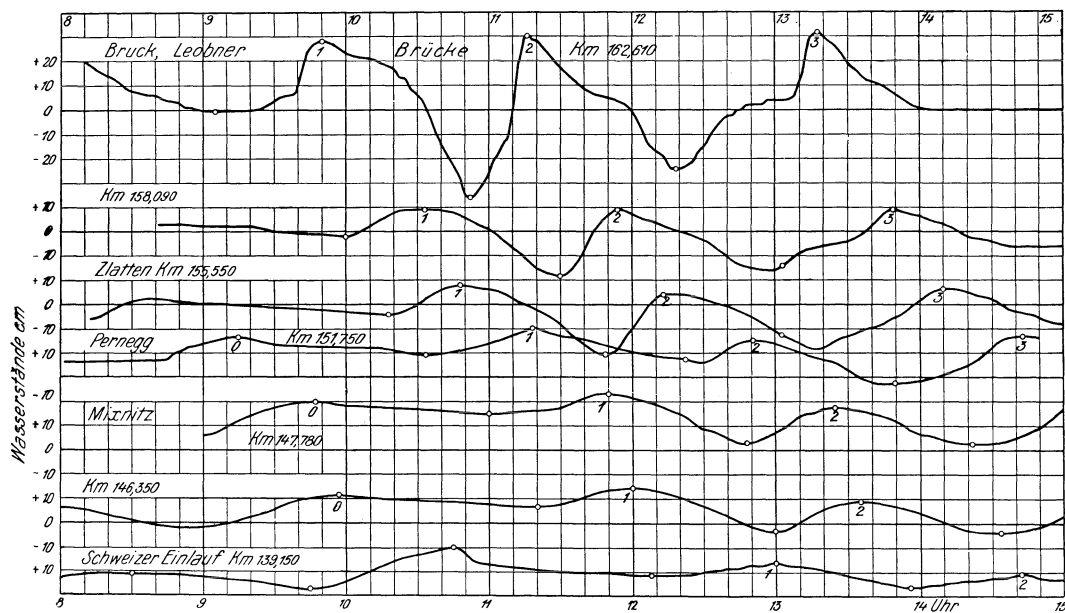


Abb. 53. Fortpflanzung und Verflachung von drei künstlich hervorgerufenen Schwallwellen in der Mur

die Eisdecke bewirkte annähernde Verdopplung des rauhen benetzten Umfanges wesentlich größere Wassertiefen erfordert (vgl. S. 156).

In Flüssen, die für Wasserkraftgewinnung benützt werden, ruft der Kraftwerksbetrieb ein ständiges Herablaufen kleiner, den Hochwasserwellen ähnlichen Anschwellungen hervor, die sich in jeder Hinsicht so wie die Hochwasserwellen verhalten. Die Belastung eines Kraftwerkes ist ja nicht konstant, sondern weist einen für das Versorgungsgebiet charakteristischen Gang mit einer oder mehreren Spitzen auf; der Wasserbedarf während solcher Spitzenbelastungen wird besonders im Winter durch eine über das Maß des natürlichen Zuflusses vorübergehend ansteigende Entnahme gedeckt, die sich vom Krafthaus weg so wie eine Hochwasserwelle fortbewegt. Liegen an einem Flußlaufe mehrere Kraftwerke, so muß sowohl die Fortpflanzungsgeschwindigkeit als auch die Verflachung solcher Wellen ermittelt werden, um die Störungen beurteilen zu können, die ein Kraftwerk beim Unterlieger hervorruft. Als Beispiel veranschaulicht die Abb. 53 die Ergebnisse solcher Versuche in der Mur, bei denen in Bruck künstlich drei Wellen erzeugt und ihr Verlauf auf einer

Strecke von 30 km verfolgt wurde; es ist deutlich die rasche Verflachung solch geringer Anschwellungen zu erkennen.

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik. 2. Aufl. Leipzig 1923. — Derselbe: Der Sprungschwall in Wasserläufen. Petermanns Mitteilungen, 61, S. 115. 1921.

### 8. Der Seerückhalt

Vergleiche zwischen dem Gange des Zuflusses in ein Seebecken mit jenem des Abfluges haben gelehrt, daß Hochwasserwellen beim Durchgange verflacht (Abb. 54 und 55) werden und daß der Höchst-

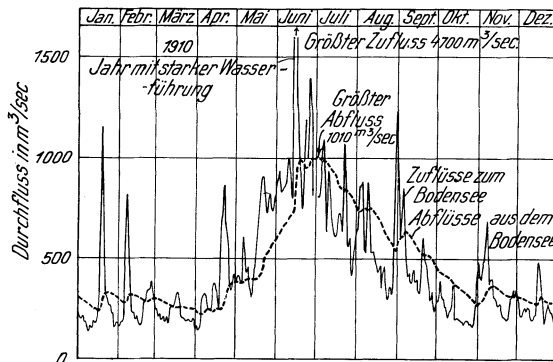


Abb. 54. Hochwasserrückhalt im Bodensee in einem nassen Jahr. (Eidg. hydrom. Bureau, Bern)

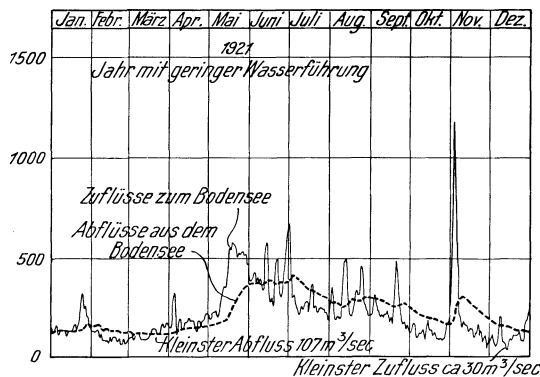


Abb. 55. Hochwasserrückhalt in einem trockenen Jahr im Bodensee. (Eidg. hydrom. Bureau, Bern)

abfluß im Ablaufe später auftritt als im Zulaufe. Die Erklärung ergibt sich unschwer aus einer genaueren Betrachtung des Wasserdurchlaufes durch den See; steigt nämlich der Zufluß zum See an, so kann der Abfluß erst ansteigen, wenn sich der Wasserspiegel im Auslaufquerschnitte gehoben hat. Die Hebung dieses Spiegels erfordert aber eine ebenso große Hebung des ganzen Seespiegels. Die Wassermenge, die im See zurückgehalten wird, bis der Spiegel seine höhere Lage erreicht hat, stammt aus der zulaufenden Hochwasserwelle und die Zurückhaltung dieser Wassermenge bewirkt, daß der größte Durchfluß im Ablauf geringer ist als im Zulauf; der Unterschied ist um so größer, je größer die Seespiegelfläche ist. Eine ähnliche Wirkung auf die Hochwasserwelle haben auch die Überschwemmungsgebiete der Flüsse (vgl. Abb. 1953). Werden diese Gebiete durch Dämme eingengt oder verringert sich ihre Spiegelfläche infolge einer Eintiefung des Flußbettes, so geht der Rückhalt teilweise verloren und die Hochwasserwellen werden im Unter-

laufe der Flüsse höher; das ist eine Erscheinung, mit der bei Flußregelungen gerechnet werden muß.

Wenn für einen Flußlauf der Gang des Zuflusses während eines Hochwassers gegeben ist, so kann bei bekannter Größe der Seespiegelfläche und bekannter Beschaffenheit des Ablaufquerschnittes der Gang der Abflüsse aus dem See ermittelt werden. Bezeichnen  $J_1$  und  $J_2$  die Seeinhalte zu den Zeiten  $t_1$  und  $t_2$ ,  $z$  den Zufluß,  $a$  den Abfluß in  $m^3/sec$ ,  $\Sigma z$  und  $\Sigma a$  den Summenzu- bzw. -abfluß, so gilt, wenn die Inhalte  $J$  von der tiefsten Stelle des Ablaufquerschnittes an gerechnet werden und  $t_2 - t_1 = \Delta t$  gesetzt wird

$$(50) \quad J_1 = \Sigma_1 z - \Sigma_1 a$$

$$(51) \quad J_2 = (\Sigma_1 z + z \Delta t) - (\Sigma_1 a + a \Delta t)$$

und es ist

$$J_2 - J_1 = z \Delta t - a \Delta t = \Delta \Sigma z - \Delta \Sigma a \quad (52)$$

Diese Gleichung wird nun wiederholt zeichnerisch ausgewertet, wie es die Abb. 56 veranschaulicht. Man trägt hierzu in der in der Abb. 57 ersichtlichen Weise rechts die Zulauflinie  $Z$  mit den Einheitsmaßen  $1 \text{ m}^3/\text{sec} = \mu_z \text{ mm}$  und  $1 \text{ sec} = \mu_t \text{ mm}$  auf; links wird die Seeinhaltslinie  $J$  als Funktion des Ablaufes aufgetragen. Das ist leicht möglich, da ja zu jedem Wasserstand im See ein bestimmter Weiherinhalt  $J$  und gleichzeitig ein bestimmter Ablauf  $a$  gehört. Nun wird noch mit der Distanz  $x \text{ mm}$  ein Pol  $P$  in der Zeitachse angenommen und in bekannter Weise (vgl. S. 123) zur Zeichnung der Zuflußsummenlinie  $\Sigma z$  verwendet.

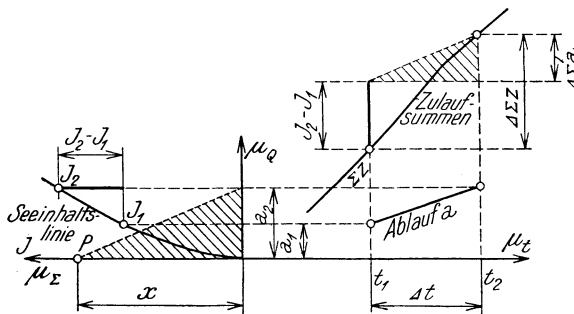


Abb. 56

Im Zeitpunkte, in dem man die Ermittlung der Ablaufmengenlinie beginnt, muß die Ablaufmenge bekannt sein; man geht z. B. von einem Beharrungszustand aus, in dem Zulauf und Ablauf noch gleich sind, oder man beginnt in dem Augenblick, in dem das erste Wasser durch den Ablaufquerschnitt läuft. Man nimmt nun ganz willkürlich eine neue Ablaufmenge  $a_2$  an und sucht das Zeitintervall  $\Delta t$ , nach dessen Verlauf der Ablauf auf das angenommene Maß  $a_2$  angestiegen sein wird. Beim Ablauf  $a_1$  zur Zeit  $t_1$  betrug der Weiherinhalt  $J_1$ , während er  $J_2$  beim Ablaufe  $a_2$  betrage. Zieht man durch  $a_1$  und  $a_2$  je eine Wagrechte bis zur Inhaltslinie  $J$ , so erhält man in der ersichtlichen Weise die Inhaltsdifferenz  $J_2 - J_1$ ; der Strahl vom Pol  $P$  nach  $a_2$  auf der  $Z$ - $A$ -Leiter hat die Neigung des Ablaufsummenlinienelementes innerhalb des gesuchten Zeitintervalles  $\Delta t$ , wobei allerdings der Fehler begangen wird, daß statt der mittleren Höhe des Trapezes, das von der Ablaufmengenlinie, der Zeitachse und zwei Ordinaten begrenzt wird, die kleinste Höhe genommen wird; der Fehler wird geringfügig, wenn nur  $a_2 - a_1$  klein genug gehalten wird. Die Inhalts-

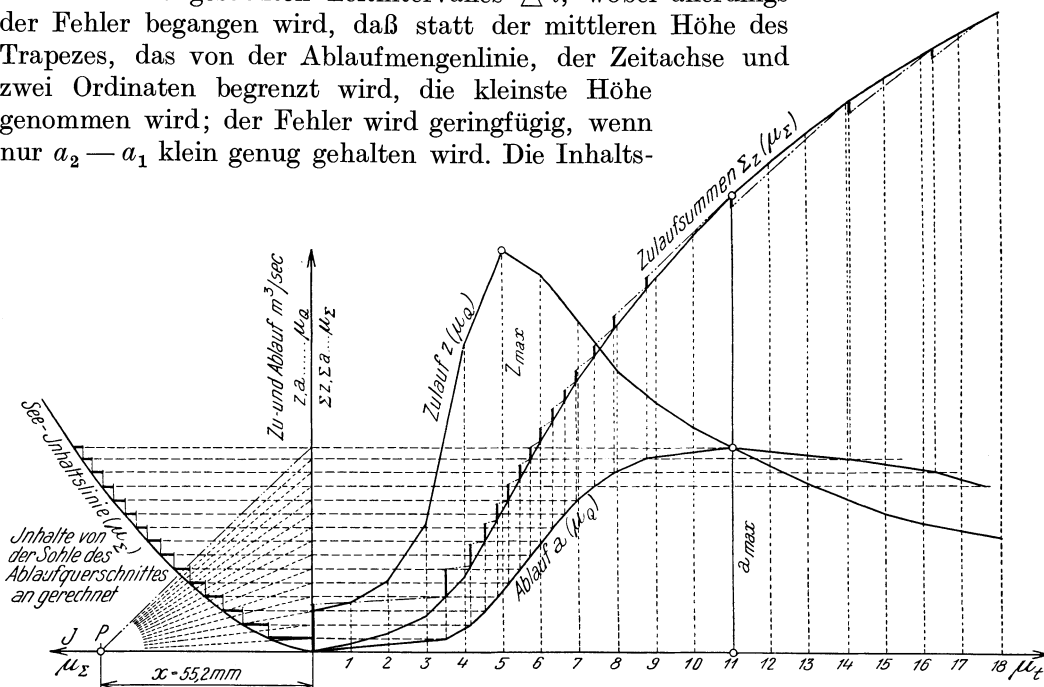


Abb. 57. Zeichnerische Ermittlung des Seerückhaltes

differenz  $J_2 - J_1$  wird nun mit dem Zirkel auf die Ordinate in  $t_1$  über der Zuflußlinie aufgetragen und durch den oberen Endpunkt eine Parallele zum Strahl bis zum Schnitt mit der Zuflußsummenlinie gezogen. Die Ordinate durch diesen Schnittpunkt schneidet auf der Zeitleiter die Zeit  $t_2$  und mithin auch das gesuchte Zeitintervall  $\Delta t$  ab, denn man erkennt ja in der Abb. 56 leicht, daß tatsächlich

$$(53) \quad J_2 - J_1 = z \cdot \Delta t - a \cdot \Delta t = \Delta \Sigma z - \Delta \Sigma a$$

ist.

Durch schrittweises Wiederholen des Verfahrens kann die Ablaufmengenlinie so bis zum Seespiegelhöchststand ermittelt werden (Abb. 57). Im Augenblicke des größten Ablaufes hat der Seespiegel seine höchste Lage erreicht. Zulauf und Ablauf müssen in diesem Augenblicke einander gleichen und daher die Tangenten der Zuflußsummenlinie und der Ablaufsummenlinie parallel, die Tangente an die Ablaufmengenlinie hingegen wagrecht sein. Die Beachtung dieser Bedingungen ermöglicht durch Probieren die größte Ablaufmenge zu ermitteln. Der absteigende Ast der Ablauflinie wird ähnlich wie der ansteigende gezeichnet, nur werden die Seeinhaltsdifferenzen  $J_2 - J_1$ , die bei der Seentleerung negativ sind, von der Zulaufsummenlinie abwärts aufgetragen.

Nun muß noch eine Verfügung bezüglich der Poldistanz  $x$  getroffen werden. Die Zu- und Ablaufmengenlinien werden mit dem Einheitsmaße  $1 \text{ m}^3/\text{sec} = \mu_Q \text{ mm}$ , die Zeiten mit  $1 \text{ sec} = \mu_t \text{ mm}$ , die Seeinhalte ebenso wie die Summenlinien mit  $1 \text{ m}^3 = \mu_\Sigma \text{ mm}$  aufgetragen. Betrachtet man nun die schraffierten Dreiecke der Abb. 56, so erkennt man, daß sich dort

$$(54) \quad x \text{ (mm)} : a \cdot \mu_Q = \Delta t \mu_t : \Delta \Sigma a \cdot \mu_\Sigma$$

verhält; es ist daher

$$(55) \quad x \text{ (mm)} = \frac{\Delta t \cdot a \cdot \mu_t \cdot \mu_Q}{\Delta \Sigma a \cdot \mu_\Sigma}$$

und da weiter  $a \cdot \Delta t = \Delta \Sigma a$  ist, so hat man als Poldistanz

$$(56) \quad x = \frac{\mu_t \cdot \mu_Q}{\mu_\Sigma}$$

aufzutragen.

Das geschilderte Verfahren wird auch bei Stauweihern angewendet, um die Entlastungseinrichtungen für die Ableitung der Hochwässer sparsamer bemessen zu können; bei größeren Staubecken wird der Seerückhalt eine wesentliche Verminderung des abzuleitenden Höchstabflusses ergeben.

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik. 2. Aufl. Leipzig: B. G. Teubner. 1923. — Kozeny, J.: Über den Hochwasserverlauf in Flüssen und das Retentionsproblem. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch. Ver., Bd. 61, S. 261. 1914. — Schoklitsch, A.: Graphische Hydraulik. Sammlung math. phys. Lehrbücher. Bd. 21. Leipzig: B. G. Teubner. 1923.

## 9. Die Bewegungsweise des Wassers

Eine genaue Betrachtung der Bewegungsweise des Wassers unter den verschiedensten Verhältnissen hat gelehrt, daß man zwei voneinander gänzlich verschiedene Bewegungsarten unterscheiden muß, nämlich die Bewegung in Schichten (auch Gleiten oder laminare Bewegung genannt) und die wirbelnde (turbulente) Wasserbewegung.

Bei der Bewegung in Schichten bewegen sich die einzelnen Wasserteilchen in einem geraden Gerinne oder Rohr nach vollkommen geradlinigen Bahnen (Abb. 58 a) und auch die Bewegung um Hindernisse erfolgt, wie ein Blick in die Abb. 58 lehrt, vollkommen geordnet. Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers ist bei dieser Bewegungsweise dem Spiegelgefälle (Piezometergefälle) proportional. Bewegung in Schichten kommt in den für technische Zwecke in

Verwendung stehenden Gerinnen oder Röhren kaum vor, denn die angestellten Beobachtungen haben gezeigt, daß sich diese Bewegungsweise nur dann einstellt, wenn die Wandungen regelmäßig und glatt sind und die Leitungen nur mit ganz geringen Geschwindigkeiten durchflossen werden. Bei der wirbelnden Wasserbewegung bewegen sich die Wasserteilchen, wie es die Abb. 59 veranschaulicht, nach gewundenen Bahnen, die bei rascherer Wasserbewegung die Form regelmäßiger Spiralen annehmen (Abb. 60 und 61); neben der Geschwindigkeit in der Richtung des Gerinnes bestehen also bei dieser Bewegungsweise auch noch quergerichtete Komponenten. Die mittlere Geschwindigkeit ist bei der turbulenten Bewegung der Quadratwurzel aus dem Spiegelgefälle proportional.

In der Natur können die beiden Bewegungsweisen leicht beobachtet werden, wenn bei Regenwetter das trübe Regenwasser über kahlen Boden, z. B. am Straßenrande, abfließt. Solange das Aussehen der Oberfläche gleichmäßig milchig trübe ist, erfolgt die Bewegung in Schichten, nimmt die Oberfläche ein marmoriertes Aussehen an, so fließt das Wasser turbulent.

Der Übergang von einer Bewegungsweise zur anderen erfolgt plötzlich, sprunghaft, bei einer bestimmten Geschwindigkeit, die kritische Geschwindigkeit genannt wird; ihre Größe hängt von der Beschaffenheit des Wassers und den Abmessungen des Gerinnes ab. Je größer der Durchmesser einer Rohrleitung bzw. je größer die Wassertiefe in einem Gerinne und je wärmer das Wasser ist, desto kleiner ist die kritische Geschwindigkeit; um ihre Größe zu ermitteln, werden zwei geometrisch ähnliche Leitungen, z. B. zwei Rohrleitungen, betrachtet, in denen das Wasser eben mit der kritischen Geschwindigkeit fließt. In diesen beiden Röhren erfolgt dann die Bewegung auch mechanisch ähnlich; in diesem Falle müssen, wie O. Reynolds gefunden hat, in den beiden Röhren die Beschleunigungsdrücke und die Reibungsdrücke im selben Verhältnisse zueinander stehen. Wie aus den Navierschen Gleichungen für die wirbelnde Bewegung folgt, können Ausdrücke von der Form  $\frac{\gamma}{g} u \frac{\partial u}{\partial x}$  als Vertreter der Beschleunigungsdrücke und solche von der Form  $\eta \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$  als Vertreter der Reibungsdrücke angesehen werden; hierbei bedeutet  $\gamma$  das Eigengewicht des Wassers,  $g$  die Erdbeschleunigung,  $u$  die Geschwindigkeit in der  $x$ -Richtung

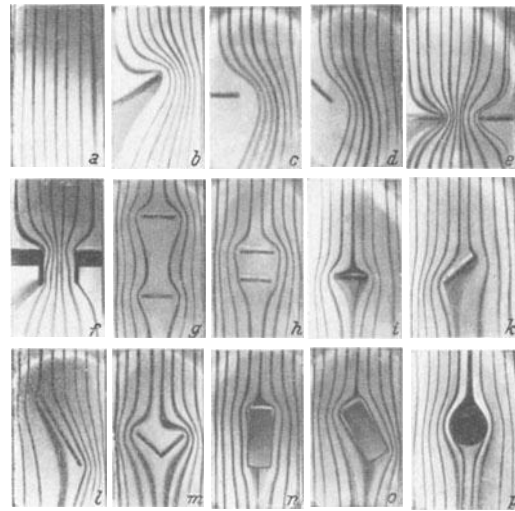


Abb. 58. Laminare Wasserbewegung an Hindernissen im offenen Gerinne

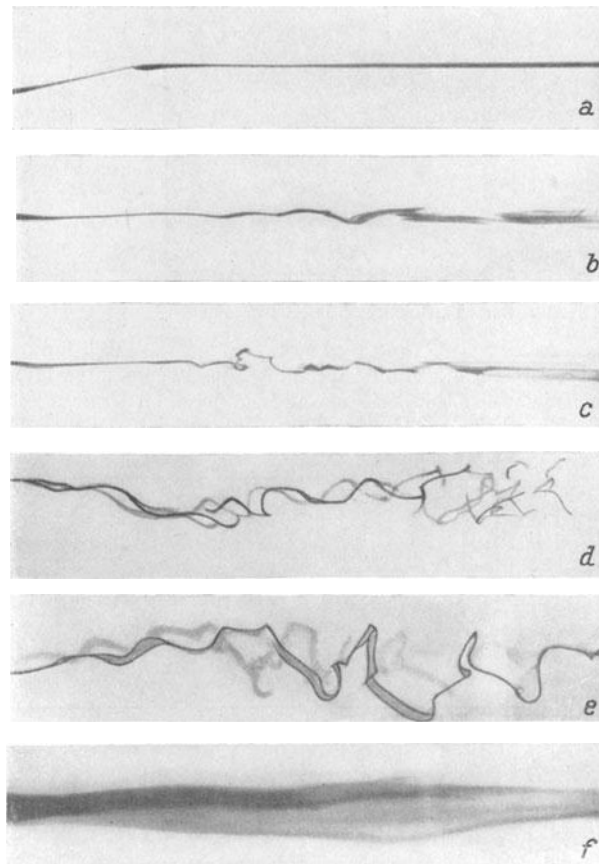


Abb. 59. Wasserbewegung im offenen Gerinne. *a* laminar, *b* bis *e* turbulent, *f* laminar in dünner Schicht an der Sohle

und  $\eta$  die Zähigkeit des Wassers, die von der Temperatur  $t$  abhängt und für die J. Poiseuille die Gleichung

$$(57) \quad \eta = \frac{0,000184}{1 + 0,033 t + 0,00022 t^2} \text{ g sec/cm}^2$$

aufgestellt hat. Bedeutet  $L$  irgend eine Abmessung der Leitung, z. B. den Durchmesser bei Rohrleitungen oder die Wassertiefe in offenen Gerinnen und  $U$  die mittlere Geschwindigkeit der verglichenen Strömungen, so ändert sich  $\frac{\gamma}{g} u \frac{\partial u}{\partial x}$  wie  $\frac{\gamma}{g} \frac{U^2}{L}$  und  $\eta \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$  wie  $\eta \frac{U}{L^2}$  und die beiden Strömungen sind mechanisch ähnlich, wenn

$$(58) \quad \frac{\frac{\gamma}{g} \frac{U^2}{L}}{\eta \frac{U}{L^2}} = \frac{\gamma U L}{g \eta} = E = \text{konstant}$$

ist. Die Zahl  $E$  wird Reynoldssche Zahl genannt und hat, wie die Messungen gelehrt haben, für die kritische Geschwindigkeit Werte, die in Rohrleitungen zwischen 180 und 2000 und in offenen

Rohrleitungen zwischen 144 und 900 liegen. Unter den kleineren Werten ist überhaupt nur laminare, über den größeren nur turbulente Bewegung möglich; dazwischen können beide Bewegungsarten auftreten und es wird sich, je nachdem, ob z. B. am Leitungsanfang Wirbel auftreten oder nicht oder ob das Gerinne erschüttert wird oder nicht, die turbulente oder die laminare Bewegungsweise einstellen.

In ganz unregelmäßigen oder sehr rauhen Gerinnen treten Wirbel und von der Hauptströmungsrichtung abweichende Strömungen auf, die zur Folge haben, daß die Oberfläche des Wassers von zahlreichen Furchen durchzogen wird und außerdem bewirken, daß die Strömungsgeschwindigkeit nirgends konstant ist, sondern um einen Mittelwert hin und her schwankt. Diese Geschwindigkeitsschwankungen werden Pulsationen genannt; sie sind bei Geschwindigkeitsmessungen deutlich zu erkennen und zwingen dazu, in jedem Meßpunkte längere Zeit hindurch



Abb. 60. Turbulente Wasserbewegung

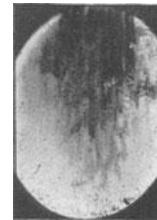


Abb. 61. Turbulente Wasserbewegung

zu beobachten, um verlässliche Mittelwerte zu erlangen. Die Abb. 62 stellt beispielsweise den Zeitaufwand für je einen Umlauf eines Woltmannflügels in einem Meßpunkte am Rande eines Werksgrabens dar, in dem Wirbel durchlaufen, die sich von einem Pfahl der

Wandung losgelöst haben; werden für einen Querschnitt für alle Meßpunkte die größte ( $u_{\max}$ ), die kleinste ( $u_{\min}$ ) und die mittlere Geschwindigkeit ( $\bar{u}$ ) gerechnet, so kann der Bruch

$$(59) \quad y = \frac{u^2_{\max} - u^2_{\min}}{\bar{u}^2}$$

als Maß für die Pulsationen angesehen werden und man kann, wie es in der Abb. 63 geschah, sowohl die Geschwindigkeitsverteilung durch Linien gleicher Ge-

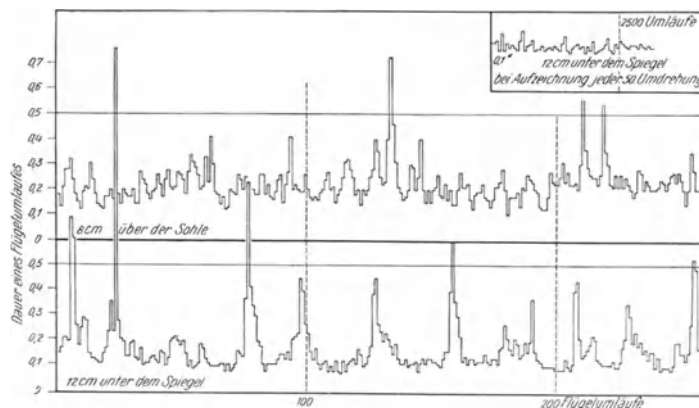


Abb. 62. Gang der Umlaufzeiten in sec eines Woltmann-Flügels beim Durchlauf von Wirbeln

schwindigkeit, als auch die Verteilung der Pulsstärke durch Linien gleicher Pulsstärke zeichnerisch darstellen.

Bei der Betrachtung einer Reihe von Erscheinungen in turbulent bewegtem Wasser muß eine weitere Unterscheidung bei der turbulenten Bewegung in „Fließen“ oder „Strömen“ und „Schießen“ durchgeführt werden. Das Unterscheidungsmerkmal bildet die Möglichkeit der Fortbewegung einer Welle gegen die Bewegungsrichtung des Wassers. Auf Wasser von der Tiefe  $H$  bewegen sich niedrige Wellen annähernd mit der Schnelligkeit  $\omega = \sqrt{gH}$  und man nennt eine Bewegung strömend, fließend, still.... wenn  $U \leq \sqrt{gH}$  schießend, wild ..... wenn  $U > \sqrt{gH}$  ist. Auf strömendem Wasser kann sich beispielsweise eine Welle flußauf fortpflanzen, auf schießendem nicht und in strömendem Wasser entsteht, wenn der Querschnitt eingengt wird, eine Staulinie, während in schießendem Wasser der Wassersprung auftritt.

Literatur: Barnes H. T., und Coker, E. G.: Proc. of the Roy. Soc. London 74, S. 341. 1905, — Brabée, K.: Gesundheits-Ingenieur, 76, S. 545. 1913. — Forchheimer, Ph.: Hydraulik, 2. Aufl. Leipzig: B. G. Teubner. 1923. — Hagen, G.: Sitzungsbericht d. preuß. Akad. d. Wissenschaften. Berlin. 1854. — Hopf, L.: Ann. d. Pfp. 4. Folge 52, S. 808. 1910. — Rehbock, Th.: Betrachtung über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern. Berlin: J. Springer. 1917. — Reynolds, O.: Phil. Transact. London. 174, S. 935. 1883. — Schoklitsch, A.: Die Bewegungsweise des Wassers in offenen Gerinnen. Schweizer Bauzeitung, 80, S. 47. 1922. — Derselbe: Über die Bewegungsweise des Wassers in offenen Gerinnen. Sitzungsber. d. Akad. d. Wissensch. in Wien, Math.-naturw. Klasse, Abt. IIa, Bd. 129, 9. u. 10. H. 1920. Sorkau, W.: Phys. Zeitschrift, 14, S. 765, 1903; 16, S. 99, 1915.

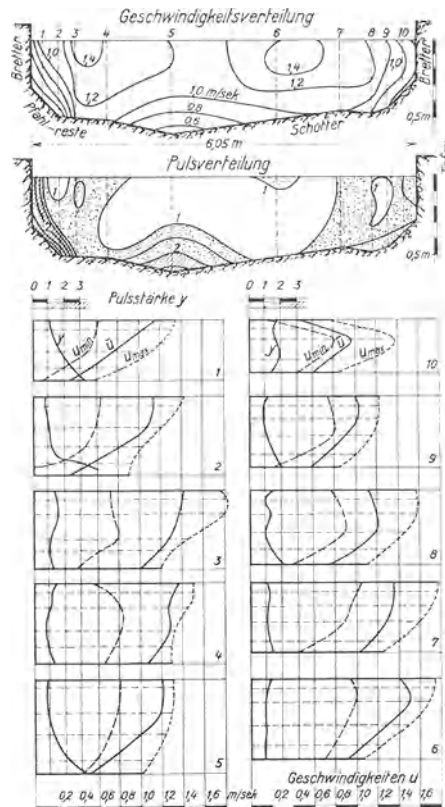


Abb. 63. Verteilung der Geschwindigkeit und der Pulsstärke und Geschwindigkeitschwankungen in einem Werksgaben. (Schw. Bauztg., Bd. 80, 1922)

### 10. Die Berechnung der mittleren Geschwindigkeit

Die Berechnung der mittleren Geschwindigkeit in einer offenen oder geschlossenen Leitung hat schon seit jeher die Forscher lebhaft beschäftigt und es sind im Laufe der Zeit eine große Zahl von Formeln (weit über 30) zu diesem Zweck aufgestellt worden; von all diesen Formeln können jene, die vor dem Jahre 1857 aufgestellt worden sind, heute als unverwendbar angesehen werden, denn in ihnen ist die Beschaffenheit des benetzten Umfanges nicht berücksichtigt. Erst H. Darcy hat in diesem Jahre durch umfangreiche und genaue Messungen den bedeutenden Einfluß der Beschaffenheit des benetzten Umfanges erwiesen und erst in den seither aufgestellten Formeln ist die Wandbeschaffenheit durch sogenannte Rauheitsziffern mehr oder minder zutreffend eingeführt worden. Von den Formeln der verschiedensten Bauart haben nur die sogenannten monomischen eine weitere Verbreitung gefunden. Bezeichnet  $U$  die mittlere Geschwindigkeit des Wassers,  $J$  das Spiegelgefälle und  $R$  den Profilradius, das ist der Bruch  $\frac{\text{Durchflossener Querschnitt } F}{\text{Benetzter Umfang } P}$ , so gilt die Beziehung



(60)

$$U = c J^\lambda R^\nu$$

in der  $c$ ,  $\lambda$  und  $\nu$  von der Beschaffenheit des benetzten Umfanges abhängen. Meist wurde früher  $\lambda = \nu = 0,5$  gesetzt und die Formel mit diesen Exponenten als sogenannte Chézysche Formel viel benützt. Auch heute wird sie bei theoretischen Erörterungen wegen ihrer Einfachheit noch oft angewendet. Der Beiwert  $c$  dieser Formel ändert sich mit der Rauhmigkeit des benetzten Umfanges; in der Chézyschen Form

der Gleichung ist er aber auch in ein und demselben Querschnitte nicht konstant, sondern ändert sich mit der Füllhöhe. Es wurden daher für ihn wieder Formeln aufgestellt, von denen jene von H. Bazin

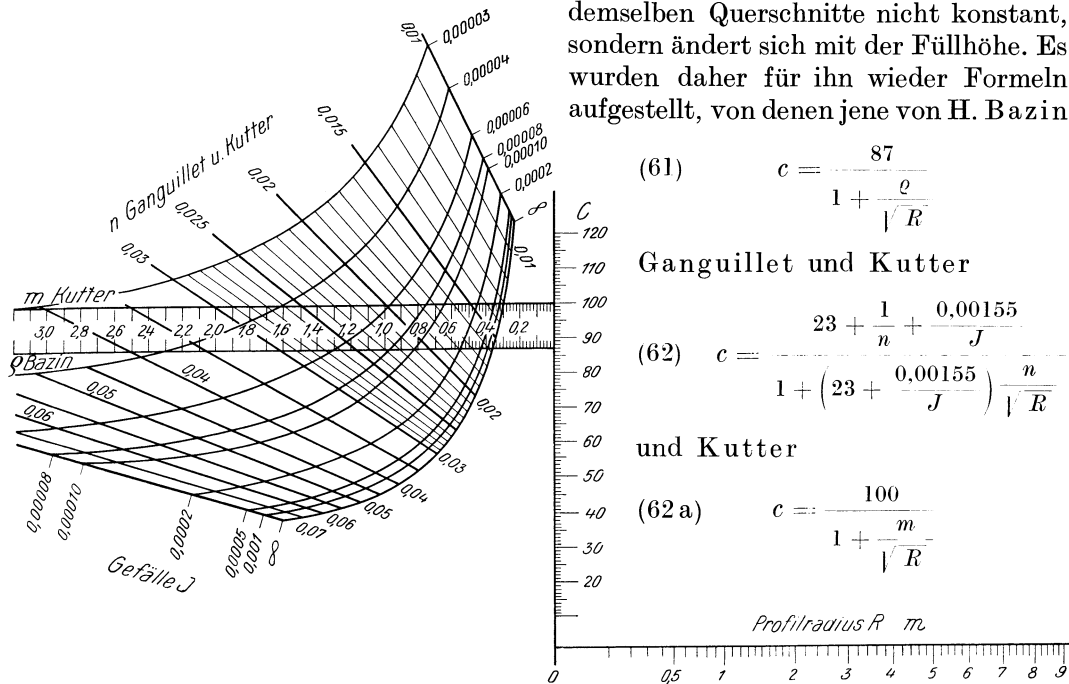


Abb. 64. Umrechnung der Rauhmigkeitsbeiwerte nach den Formeln von Ganguillet und Kutter, Bazin und Kutter. Beispiel: Bei einem Profilradius  $R = 3$  m und einem Gefälle  $J = 0,0005$  entspricht einem  $n = 0,035$  ein  $\zeta = 2,42$  bzw. ein  $m = 3,00$

die bekanntesten sind. Die Rauhmigkeitsbeiwerte  $\rho$  bzw.  $n$  und  $m$  müssen durch Versuche ermittelt werden. Die Tabelle 20 gibt einen Überblick über bekanntgewordene, aus Messungen abgeleitete Rauhmigkeitswerte für die Formel von Ganguillet und Kutter und die Abb. 64 erlaubt eine einfache Umrechnung der Rauhmigkeitsbeiwerte für die drei oben angegebenen Formeln.

Für künstliche Gerinnewandungen können die entsprechenden Rauhmigkeitszahlen in der Regel mit hinreichender Genauigkeit aus der Tabelle 20 entnommen oder mit Rücksichtnahme auf diese Werte geschätzt werden. In natürlichen Gewässern bereitet die Wahl der Rauhmigkeit aber große Schwierigkeiten, denn sie hängt von der Größe, Beschaffenheit und Lagerung der Geschiebe ab. Wie sich längs eines Flußlaufes die Rauhmigkeitszahlen ändern können, veranschaulicht die Zusammenstellung in der Tabelle 21 (siehe S. 72).

Da auch die Lagerung der Geschiebe von Einfluß auf die Rauhmigkeit ist, werden im allgemeinen Wasserstände, die eine Umlagerung der Geschiebe bewirken, auch eine Änderung der Rauhmigkeit zur Folge haben; sie wird während der Dauer der Geschiebebewegung etwas zunehmen. Sinkstoffe und feiner Sand, die sich bei niedrigen Wasserständen zwischen den Geschieben absetzen, glätten die Sohle später wieder. Diese Veränderung der Sohlenrauhmigkeit durch die Geschiebebewegung läßt sich bei Laboratoriumsversuchen deutlich verfolgen, sie kommt aber auch bei

Tabelle 20. Rauigkeitsbeiwerte

Beschaffenheit des benetzten Umfanges	Rauigkeitszahl nach Ganguillet und Kutter	
	$n$	$1/n = c$
Gehobeltes Holz, Glattputz .....	0,0110	90,8
Gut gefügte Bretter .....	0,0120	83,3
Weite Eisen und Eisenbetonleitungen .....	0,0120	83,3
Rauhe Bretter .....	0,0125	80,0
Quader- und gutes Ziegelmauerwerk .....	0,013	76,9
Reine Steinzeugkanäle .....	0,013	76,9
Zementkanäle mit Sielhaut .....	0,013	76,9
Bohlwände oder roher Betonputz .....	0,015	66,7
Bruchsteinmauerwerk, gut .....	0,017	58,8
Pflaster, regelmäßiges Erdbett .....	0,025	40,0
Beton, alt, angegriffen .....	0,020	50,0
Ältere Erdkanäle .....	0,025	40,0
Ältere Erdkanäle mit Steinen und Kräutern .....	0,030	33,3
Dränggräben .....	0,030 bis 0,038	33,3 bis 26,3
Fels, roh gesprengt .....	0,042	23,8
Holzdaubenrohre und -gerinne .....	0,012	83,8
Feiner Schlamm .....	0,012	83,3
Bruchsteinmauerwerk, grob .....	0,020	50,0
Beton, gut geschalt, unverputzt .....	0,017	58,8
Geglätteter Beton .....	0,012	83,3
Feiner Kies mit viel Sand .....	0,020	50,0
Kies, grob 10/20/30 mm .....	0,022	45,5
„ „ 20/40/60/ „ .....	0,025	40,0
„ „ 50/100/150 mm .....	0,030	33,3
Wildbachschalen .....	0,028	35,71
Geschiebe, mittlerer Inhalt in der Deckschicht 15 cm <sup>3</sup> .....	0,014	71,50
„ 50 „ .....	0,018	71,50
„ 100 „ .....	0,021	47,70
„ 200 „ .....	0,033	43,50
„ 400 „ .....	0,030	33,40
„ 600 „ .....	0,033	30,30
„ 800 „ .....	0,036	28,80
„ 1000 „ .....	0,038	26,30
„ 1500 „ .....	0,043	23,20
„ 2000 „ .....	0,048	20,80
„ 2500 „ .....	0,060	16,70
Alpenflüsse .....	bis 0,080	bis 12,50
Längsgenietete, engere Eisenrohre .....	0,014	71,2
Rohre aus Schweiß Eisen und geschweißte Stahlrohre in gutem Zustand .....	0,010	100,0
Stahlrohre, gut erhalten, sorgfältig asphaltiert .....	0,011	91,0
„ leicht genietet .....	0,014	77,5
„ überlappt genietet, bis 10 mm Blechstärke .....	0,015	66,7
„ überlappt genietet, über 10 mm Blechstärke .....	0,016	62,5
„ dreifach genietet, Blechstärke 15 mm .....	0,017	58,8
„ dreifach genietet, über 15 mm .....	0,018	55,7
„ schwere, überlappt genietete, in schlechtem Zustand .....	0,019	52,7
Betonierter Stollen mit Glattputz .....	0,014	71,5
Stollen, roh gesprengt .....	0,025	40,0
„ „ „ , Sohle betoniert .....	0,020	50,0
„ mit altem Glattputz .....	0,012	83,4
„ Fels, torkretiert .....	0,012 bis 0,025	83,4 bis 40,0

sorgfältig ausgeführten Messungen in Flüssen zum Ausdrucke, wie man an der Auftragung der Ergebnisse zweier Messungsreihen am Rhein bei Basel und Maxau leicht erkennen kann (Abb. 65).

Tabelle 21. Rauigkeitswerte  $n$  am Rhein

Fluß	Meßstelle	Einzugsgebiet km <sup>2</sup>	Rauhigkeit $n$ nach Ganguillet und Kutter
Vorderrhein	Tschamut .....	19	0,0810
	Selva .....	51	0,1058
	Sedrun .....	93	0,0674
	Disentis .....	285	0,0844
	Rabius .....	481	0,0283
	Tavanasa .....	569	0,0405 u. 0,0359
	Ilanz .....	776	0,0396 u. 0,0288
	Reichenau .....	1503	0,0293 u. 0,0296
„ .....	1513	0,0519	
Hinterrhein	Hinterrhein .....	49	0,0425
	Splügen .....	160	0,0298
	Landbrücke .....	210	0,0489
	Bärenburg .....	479	0,0757
	Zillis .....	561	0,0398 u. 0,0251
	Thisis .....	561	0,0476
	Rothenbrunnen ..	1663	0,0246 u. 0,0344 u. 0,0360 u. 0,0344
	Reichenau .....	1693	0,0267 u. 0,0342 u. 0,0358
Rhein	Reichenau .....	3206	0,0323 u. 0,0297 u. 0,0350
	Felsberg .....	3248	0,0383 u. 0,0398 u. 0,0374
	Haldenstein .....	3544	0,0267 u. 0,0310
	Mastrils .....	4262	0,0300 u. 0,0265 u. 0,0325
	Ragaz .....	4421	0,0302
	„ .....	4455	0,0297

Umfangreiche Untersuchungen und Messungen in den letzten Jahren führten Ph. Forchheimer dazu, sowohl für offene Gerinne als auch für große geschlossene Leitungen, wie sie besonders bei den Wasserkraftanlagen vorkommen, die der Manningschen Formel ähnliche

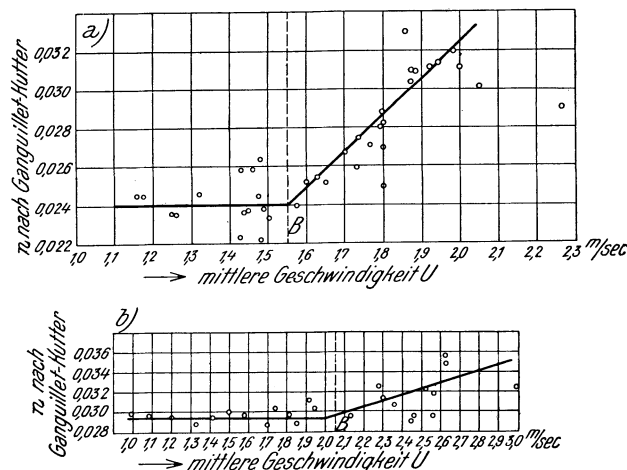


Abb. 65. Einfluß der Geschiebebewegung auf die Bettrauhigkeit. B Beginn der Geschiebebewegung; a) im Rhein bei Basel; b) im Rhein bei Maxeau. (Nach Wittmann)

$$(63) \quad U = \frac{1}{n} J^{0,5} R^{0,7}$$

aufzustellen, in der  $n$  dieselben Werte hat wie in der Formel von Ganguillet und Kutter. Diese Formel, die in der Anwendung handlicher und gleichzeitig zutreffender als die früher angeführten ist, wird in Hinkunft in der Regel für alle offenen und die großen geschlossenen Leitungen angewendet werden.

Bei der Berechnung der Geschwindigkeit wird sich oft der Fall ereignen, daß der benetzte Umfang aus verschiedenen rauhen Teilen besteht. Bezeichnet  $P$  den

benetzten Umfang und  $p_1, p_2, p_3 \dots$  Teile desselben mit den verschiedenen Rauigkeiten  $n_1, n_2, n_3 \dots$ , so empfiehlt Forchheimer für die Berechnung der mittleren

Geschwindigkeit eine für die betreffende Querschnittsfüllung gültige mittlere Rauigkeit  $n$  aus der Beziehung

$$\bar{n}^2 = \frac{p_1 n_1^2 + p_2 n_2^2 + p_3 n_3^2 + \dots}{P} \quad (64)$$

zu berechnen.

Die zutreffende Auswahl des Rauigkeitsbeiwertes bereitet bei natürlichen Gerinnen große Schwierigkeiten und läßt der Willkür weiten Spielraum; man hat daher auch versucht, für natürliche Gewässer Formeln ohne wählbare Werte aufzustellen. Man ging hierbei von der Anschauung aus, daß die Rauigkeit des Bettes schon im Flußgefälle und in der Tiefe, mit der der Durchfluß abfließt, enthalten ist, daß also das Bett desto rauher und das Gefälle im allgemeinen desto größer sein müsse, je gröber das Geschiebe ist. Man nahm also an, daß natürliche Flüsse mit gleichem Gefälle, wenn die Tiefe nur innerhalb gewisser Grenzen schwankt, gleich rau sind und man verwendete für solche Vergleiche auch vielfach die Spiegelbreite. Diese Anschauung hat ihre Berechtigung aber nur für größere Gewässer, denn Flüsse mit z. B. 100 m Breite sind ziemlich ähnlich, während Gerinne von nur 10 m Breite die verschiedensten Rauigkeiten haben können. Solche Formeln sind daher für schmale, kleine Flüsse unverwendbar.

Der Begründer dieser Richtung war R. Siedek, die von ihm aufgestellte Formel wurde aber wegen verschiedener Mängel und wegen ihrer Kompliziertheit bald aufgegeben. Viel benützt werden hingegen die Formeln von J. Hermanek

$$U = 30,7 H J^{0,5} \quad H < 1,5 \text{ m} \quad (65)$$

$$U = 34 H^{0,75} J^{0,5} \quad 1,5 < H < 6 \text{ m} \quad (66)$$

$$U = 44,5 H^{0,6} J^{0,5} \quad H > 6 \text{ m} \quad (67)$$

sowie jene von O. Gröger

$$U = 23,78 H^{0,776} J^{0,458} \quad 0,2 < H < 2 \text{ m} \quad (68)$$

$$U = 22,11 H^{0,58} J^{0,43} \quad H > 2 \text{ m} \quad (69)$$

die in größeren natürlichen Gewässern vielfach zutreffende Ergebnisse liefern; statt des Profilradius  $R$  ist in ihnen die mittlere geometrische Tiefe  $H$  eingeführt. Ist der Rauigkeitsbeiwert für den Querschnitt eines natürlichen Gewässers bekannt oder kann er ermittelt werden, so ist aber auch für solche Querschnitte die Formel von Forchheimer für die Berechnung der mittleren Geschwindigkeit  $U$  vorzuziehen. Der Profilradius  $R$  kann in natürlichen Gewässern ohne nennenswerten Fehler durch die mittlere (geometrische) Tiefe  $H$  des Querschnittes ersetzt werden, denn eine Untersuchung einer großen Zahl solcher Querschnitte hat gelehrt, daß der Profilradius nur um etwa 3 bis 5 v. H. größer ist als die mittlere Tiefe.

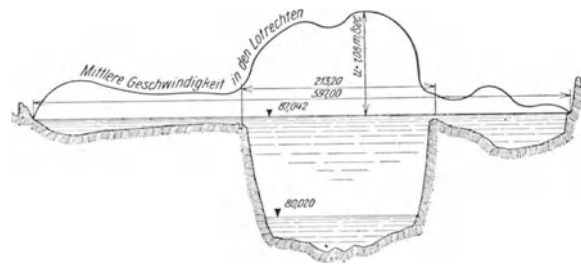


Abb. 66. Verteilung der mittleren Geschwindigkeiten in den Lotrechten in einem Doppelquerschnitt

Bei der Berechnung des Durchflusses in den sogenannten Doppelprofilen und in sehr unregelmäßigen Querschnitten erhält man richtigere Ergebnisse, wenn man den Querschnitt in mehrere Teile zerlegt, in denen jeweils die Tiefe annähernd gleich ist. In der Abb. 66 sind die mittleren Geschwindigkeiten in den Lotrechten, die durch Flügelmessungen ermittelt worden sind, für die Theiß bei Tisza-Püspöki

dargestellt, um anschaulich zu erläutern, daß die früher erwähnte Querschnittsteilung bei Doppelquerschnitten notwendig ist. Die Teilung erfolgt am besten in den Uferlinien des eigentlichen Flußbettes.

Geschlossene Gerinne, wie z. B. Kanäle, werden je nach den Durchflüssen bald mit freiem Spiegel durchflossen, bald ist auch der Scheitel des Querschnittes benetzt.

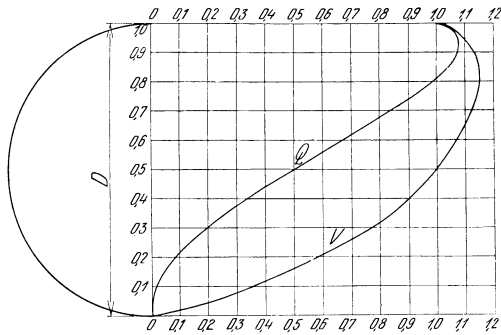


Abb. 67. Durchfluß  $Q$  und mittlere Geschwindigkeit  $U$  bei teilweiser Füllung eines Rohres in v. H. jener bei Vollauf

Wenn für verschiedene Füllungen die Durchflüsse  $Q$  bzw. die mittleren Geschwindigkeiten  $U$  berechnet und in der in der Abb. 67 angedeuteten Weise als Bruchteile der Durchflüsse bzw. mittleren Geschwindigkeiten bei Vollauf aufgetragen werden, so ergeben sich Schaulinien, die für jede Fülltiefe diese Größen leicht ermitteln lassen. Man braucht dann nur den Durchfluß bzw. die mittlere Geschwindigkeit bei Vollauf zu berechnen und erhält durch Multiplikation mit den aus den Schaulinien abgelesenen Verhältniszahlen die zur betreffenden Füllhöhe gehörigen Werte. Die Schaulinien lassen auch erkennen, daß nach

der Rechnung der größte Durchfluß durch den Querschnitt läuft, wenn der Scheitel nicht benetzt ist und daß der Durchfluß, der bei Vollauf abfließt, auch bei einer geringeren Füllhöhe ablaufen kann. Versuche von A. Schoklitsch haben ergeben, daß sich stets die tiefere Spiegellage einstellt, wenn auf irgend eine Weise Luft in die Leitung eindringen kann. F. v. Bülow hat später in einer Versuchsleitung Messungen angestellt, die den größten Durchfluß bei Vollauf ergeben haben, während amerikanische Messungen, über die E. Lindquist berichtet, den Höchstwert des Durchflusses bei Füllungen ergeben, die nahe am Scheitel liegen; die den Versuchen entsprechenden Schaulinien weichen aber nicht unbeträchtlich von den nach den üblichen Formeln berechneten ab. Die Ermittlung der Schaulinien für die Durchflüsse und für die mittleren Geschwindigkeiten bei verschiedenen Füllhöhen in geschlossenen Leitungen unter Verwendung der bisher üblichen Formeln muß daher zumindest als unsicher bezeichnet werden und es sind zur Klärung dieser Frage noch Versuche erforderlich.

Für die Berechnung von Straßenkanälen und Wasserleitungsrohren steht auch heute noch die Formel von Kutter in Verwendung, wobei für:

Kanäle aus glasiertem Steinzeug .....	$m = 0,25$ bis $0,35$
„ „ Zementrohren .....	$m = 0,30$ „ $0,35$
gebrauchte Wasserleitungsrohre .....	$m = 0,25$ „ $0,35$

je nach der Reinheit des Wassers und seiner Neigung zu Krustenbildung gewählt wird.

Für Wasserleitungsrohre wird überdies auch die Formel von Biegeleisen und Bukovsky

$$J = 0,004061 \frac{Q^{1,9}}{D^{4,9}} \quad (70)$$

in der  $Q$  den Durchfluß bedeutet, viel benützt. Sowohl bei Verwendung der Formel von Kutter als auch jener von Biegeleisen und Bukovsky für die Berechnung von Wasserleitungsrohren werden die besonderen Widerstände, die Schieber, Abzweige u. dgl. verursachen, nicht weiter in Rechnung gestellt.

Literatur: Bülow, F. v.: Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach-, Werkkanal- und Rohrquerschnitten usw. München: R. Oldenbourg. 1926. — Forchheimer, Ph.: Hydraulik. 2. Aufl. Leipzig: B. G. Teubner. — Lindquist, E.: Om vattnets medelhastighet i delvis fyllda rör ledningar. Teknisk Tidskrift, H. 26. 1926. — Schoklitsch, A.: Über das Vollaufen der Kanäle. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch. Ver., 67, S. 53. 1915.

## 11. Besondere Widerstände der Bewegung in offenen und geschlossenen Gerinnen

Einbauten, Querschnitts- und Richtungsänderungen verursachen sowohl in offenen als auch in geschlossenen Leitungen Gefälls- bzw. Druckverluste, die bei den meisten hydraulischen Berechnungen nicht vernachlässigt werden dürfen. Die Größe dieser Verluste kann nur auf Grund von Messungen oder Versuchen ermittelt werden; der theoretischen Behandlung waren die meisten der vorkommenden Fälle bisher vollkommen unzugänglich.

### a) Besondere Widerstände der Bewegung in offenen Gerinnen

In einem Gerinnebogen kann nach J. Boussinesq der Gefällsverlust als Summe eines Verlustes  $J_g$  zur Aufrechterhaltung der gleichförmigen Bewegung in einem gleichrauen geraden Kanal und des Verlustes  $J_k$ , der durch den Richtungswechsel im Bogen verursacht wird, aufgefaßt werden. Es ist also

$$J = J_g + J_k \quad (71)$$

wobei unter Verwendung der Formel von Forchheimer für die gleichförmige Bewegung

$$J_g = \frac{n^2 U^2}{R^{1,4}} \quad (63)$$

ist und der Gefällsverlust infolge der Richtungsänderung von Boussinesq zu

$$J_k = \tau \frac{U^2}{R} \sqrt{\frac{B}{\Re}} \quad (72)$$

berechnet wird;  $B$  bedeutet hierbei die Gerinnebreite,  $\Re$  den Krümmungsradius der Bogenachse,  $U$  die mittlere Geschwindigkeit in einer geraden Strecke gleichen Querschnittes,  $R$  den Profilradius und  $\tau$  eine sehr kleine Zahl, deren Größe noch nicht sicher ermittelt ist. Boussinesq hält den Wert  $\tau = 0,0003$  für sehr wahrscheinlich und aus Messungen, die von Hopson an einem Werksgraben angestellt worden sind, können Werte für  $\tau$ , die zwischen 0,00013 und 0,00032 liegen, errechnet werden.

Dem so wichtigen Falle des Überganges eines Gerinnequerschnittes in einen solchen anderer Form und anderer Größe wurde bisher fast gar keine Aufmerksamkeit gewidmet, so daß eine Messung, die E. G. Hopson an einem Werksgraben anstellte, besondere Beachtung verdient. Er beobachtete den Gefällsverlust in einem Werksgraben, mit Trapezquerschnitt (Spiegelbreite 8,60 m, Sohlenbreite 5,31 m, Wassertiefe 1,31 m, Böschungsneigung auf einer Seite 1 : 1, auf der anderen 1 : 1,51 der auf einer 7,6 m langen Übergangsstrecke in den fast gleich tief erfüllten Halbkreisquerschnitt (Spiegelbreite 2,98 m, größte Tiefe 1,34 m) übergeführt wurde. Die mittlere Geschwindigkeit betrug im Trapezquerschnitt 0,61 m/sec, im Halbkreisquerschnitt 2,17 m/sec, so daß sich theoretisch für die Geschwindigkeitsvermehrung ein Spiegelhöhenverlust von 0,22 m ergibt; da bei der Messung 0,29 m gefunden wurden, so sind 0,07 m als Übergangsverlust anzusehen. Bei einer solchen Querschnittsveränderung kann zur Berechnung des Gefällsverlustes die Formel

$$h = \zeta \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g} \quad (73)$$

dienen, in der  $U_1$  bzw.  $U_2$  die mittlere Geschwindigkeit im weiteren bzw. im engen Kanal,  $h$  die Spiegeldifferenz zwischen weitem und engem Kanal und  $\zeta$  einen Übergangsbeiwert bedeuten, der im vorliegenden Falle gleich 1,32 zu setzen ist.

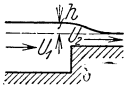


Abb. 68. Wasser-  
spiegelverlauf über  
einer Stufe in der  
Sohle

Dieselbe Gleichung mit demselben Beiwerte gilt auch für die Strömung über eine Schwelle (Abb. 68), wie sie z. B. am Einlauf eines Werksgrabens am Stauwerke angeordnet wird.

Mit dem entgegengesetzten Falle, nämlich einer Querschnittserweiterung in einem Werksgraben, hat sich Ph. Forchheimer befaßt und festgestellt, daß die der Verzögerung entsprechende Geschwindigkeitshöhe fast zur Gänze zurückgewonnen werden kann, wenn der Übergang von einem Querschnitt zum anderen schlank genug ausgeführt wird. Der Rückgewinn kommt in einer der gewonnenen Geschwindigkeitshöhe entsprechenden Hebung des Wasserspiegels im weiteren Gerinne zum Ausdruck.

### b) Besondere Widerstände in Rohrleitungen

Unter den besonderen Widerständen werden alle jene verstanden, die von Querschnitts- oder Richtungsänderungen und von Einbauten herrühren. Die Druckverluste werden durch Widerstandsziffern ausgedrückt, die mit der Geschwindigkeitshöhe im Rohr multipliziert den Druckverlust in Metern Wassersäule angeben. Bezeichnet  $U$  die mittlere Geschwindigkeit in der geraden Rohrleitung, so beträgt also der Druckverlust

$$(74) \quad h = \zeta \frac{U^2}{2g}$$

Am Eintritt des Wassers in eine Leitung wird das vorher nahezu ruhende Wasser auf die mittlere Geschwindigkeit  $U$  im Rohr beschleunigt; beträgt die zur Beschleunigung dienende Druckhöhe an der Ausflußöffnung  $h$ , so beträgt die Ausflußgeschwindigkeit

$$(75) \quad U = \mu \sqrt{2gh}$$

der Spiegel sinkt daher um

$$(76) \quad h = \frac{1}{\mu^2} \frac{U^2}{2g}$$

ab und es ist daher

$$(77) \quad \zeta = \frac{1}{\mu^2}$$

Von diesem Druckverlust kann unter Umständen der Betrag  $\frac{U^2}{2g}$ , entsprechend  $\zeta = 1$  zurückgewonnen werden.  $\mu$  ist der sogenannte Ausflußbeiwert, dessen Größe wesentlich von der Beschaffenheit der Ausflußöffnung abhängt. Wird die Leitung scharfkantig abgezweigt, so ist  $\mu = 0,82$  oder  $\zeta = 1,45$ ; werden die Kanten gebrochen, so gilt  $\zeta = 1,25$ . Erfolgt sehr gute Ausrundung, so ist  $\zeta = 1,05 - 1,005$ . Reicht der Rohranfang in das Gefäß hinein, so ist  $\zeta = 1,56$ , und wird der Rohranfang noch zugeschärft, so nimmt der Beiwert mit  $\zeta = 4,00$  seinen größten Wert an. Erfolgt die Abzweigung der Leitung scharfkantig unter dem Winkel  $\alpha$ , so gilt

$$(78) \quad \zeta = 1,5 + 0,3 \cdot \sin \alpha + 0,2 \sin^2 \alpha$$

Der Druckverlust in Krümmern wird von der ersten Ablenkung des Durchflusses im Beginne des Krümmers verursacht; die Länge des Bogens, also der Ab-

lenkungswinkel, ist belanglos. Beträgt der Durchmesser des Rohres  $D$ , der Krümmungsradius der Rohrxaxe  $\Re$ , so ist

$$\zeta = 0,13 + 0,16 \left( \frac{D}{\Re} \right)^{3,5} \quad (79)$$

wenn der Querschnitt rechteckig mit der Querschnittshöhe  $D$  ist, so gilt

$$\zeta = 0,124 + 0,274 \left( \frac{D}{\Re} \right)^{3,5} \quad (80)$$

Zu diesem Druckverlust kommt noch jener, der sich im geraden Rohr gleicher Länge infolge der Reibung einstellen würde.

Bei allmählicher Erweiterung eines Rohres ist der Gewinn an Druckhöhe, der aus der Durchflußverzögerung folgt, bei einem Erweiterungswinkel von  $\alpha = 8^\circ$  am größten; je nach der Glätte des Übergangsstückes entspricht er

$$\zeta = (0,80 \text{ bis } 0,85) \left[ \left( \frac{F_2}{F_1} \right)^2 - 1 \right] \text{ (Gewinn!)} \quad (81)$$

bezogen auf die Geschwindigkeitshöhe  $\frac{U_2^2}{2g}$  im weiten Rohr.

Erfolgt die Querschnittserweiterung plötzlich, so ist der Druckgewinn wesentlich geringer und es beträgt der entsprechende Beiwert, bezogen auf die Geschwindigkeitshöhe  $\frac{U_2^2}{2g}$  im weiten Rohr

$$\zeta = 2 \left( \frac{F_2}{F_1} - 1 \right) \text{ (Gewinn!)} \quad (82)$$

Eine allmähliche Verengung der Leitung verursacht bei guter Abrundung nur einen Druckverlust, der der Beschleunigung des Wassers entspricht, es ist also

$$\zeta = 1 - \left( \frac{F_2}{F_1} \right)^2 \quad (83)$$

bezogen auf die Geschwindigkeitshöhe  $\frac{U_2^2}{2g}$  im engen Rohr. Erfolgt die Querschnittsverengung plötzlich, so wird der Durchfluß zuerst auf die dem Strahlquerschnitt  $\alpha F_2$  entsprechende Geschwindigkeit beschleunigt und hierauf wieder auf  $U_2$  verzögert; auf die Geschwindigkeitshöhe  $\frac{U_2^2}{2g}$  im engen Rohr bezogen, beträgt

$$\zeta = \left[ 2 - \frac{1}{\alpha} - \alpha \left( \frac{F_2}{F_1} \right)^2 \right] \quad (84)$$

und es gelten für  $\alpha$  die folgenden Werte:

$$\begin{aligned} \frac{F_2}{F_1} &= 0,1 \quad 0,2 \quad 0,4 \quad 0,6 \quad 0,8 \quad 1,0 \\ \alpha &= 0,61 \quad 0,62 \quad 0,65 \quad 0,70 \quad 0,77 \quad 1,0 \end{aligned}$$

Der Druckverlust in Schiebern und Klappen hängt sehr weitgehend von der Bauart ab und die entsprechenden  $\zeta$  liegen zwischen den Grenzen

$$\zeta = 0,1 \text{ bis } 1,5$$

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik. 2. Aufl. B. G. Teubner. 1923. — Hütte. I. 25. Aufl., S. 356. W. Ernst u. Sohn. 1925. — Weyrauch, R.: Hydraulisches Rechnen. 5. Aufl. K. Wittwer. 1921.

## 12. Die Bemessung einer Heberleitung

Heber dienen dazu, Wasser in einer Rohrleitung über ein Hindernis oder dergleichen zu leiten, das über den Ausgangswasserspiegel emporragt. Um einen solchen Heber für einen gegebenen Erguß  $Q$  bemessen zu können, denkt man sich den Wasserspiegel, sowohl im Einlauf als auch am Auslauf um den auf Meter-Wassersäule um-



gerechneten Luftdruck [Barometerstand  $B$  (mm Hg) =  $(0,0136 B)$  m  $H_2O$ ] gehoben. Der Abfluß des Wassers erfolgt dann ebenso, wie wenn der Durchfluß  $Q$  aus einem Gefäß durch eine an der Seitenwand angesetzte Rohrleitung abflöse. Im Heber wird sich ein solcher Durchfluß einstellen, daß die Summe aus der Geschwindigkeitshöhe am Heberauslauf + dem Druckverlust infolge der Wandreibung + dem Druckverlust infolge der besonderen Widerstände (Krümmer u. dgl.) gleich dem Spiegelhöhenunterschied  $H$  wird.

Ein Heber besteht im allgemeinen aus einer Aufeinanderfolge von geraden oder gekrümmten, zylindrischen oder konischen Rohrschüssen, wie es etwa die Abb. 69 veranschaulicht. Zur Bemessung des Hebers muß nun die geometrische Form des Heber-Längenschnittes soweit festgelegt werden, daß das Verhältnis der Querschnitte  $F_0, F_1 \dots$  längs des Hebers zum Auslaufquerschnitt  $F_a$  vorläufig ermittelt werden kann. Für jeden einzelnen Heberabschnitt werden hierauf die für die Berechnung des Druckverlustes in Betracht kommenden Widerstandsziffern  $\zeta$  (vgl. S. 76) aufgesucht und der Druckverlust  $h_r$  infolge der Wandreibung wird unter Verwendung der Formel von Forchheimer

$$(85) \quad h_r = \frac{U^2 n^2 L}{R^{1,4}} = \frac{2g n^2 L}{R^{1,4}} \cdot \frac{U^2}{2g} = \zeta_r \frac{U^2}{2g}$$

berechnet. Nun können die Druckverluste in den einzelnen Heberabschnitten als Vielfache der Geschwindigkeitshöhe am Abschnittsende berechnet werden, deren Summe längs des Hebers, wie es schon erwähnt wurde, gleich dem Spiegelhöhenunterschiede  $H$  ist. Es ist demnach

$$(86) \quad \zeta \cdot \frac{U_0^2}{2g} + \Sigma_1 \zeta \frac{U_1^2}{2g} + \Sigma_2 \zeta \frac{U_2^2}{2g} + \dots + \Sigma_a \zeta \frac{U_a^2}{2g} = H$$

oder, wenn die Heberquerschnitte  $F = a F_a$  gesetzt werden,

$$(87) \quad \zeta \cdot \frac{Q^2}{2g a_0^2 F_a^2} + \Sigma_1 \zeta \cdot \frac{Q^2}{2g a_1^2 F_a^2} + \Sigma_2 \zeta \cdot \frac{Q^2}{2g a_2^2 F_a^2} + \dots + \Sigma_a \zeta \cdot \frac{Q^2}{2g F_a^2} = H$$

und man hat schließlich zur Berechnung des Heberauslaufquerschnittes die Gleichung

$$(88) \quad F_a^2 = \frac{Q^2}{2gH} \cdot \left[ \frac{\zeta_0}{a_0^2} + \frac{1}{a_1^2} \Sigma_1 \zeta + \frac{1}{a_2^2} \Sigma_2 \zeta + \dots + \Sigma_a \zeta \right]$$

Ist der Auslaufquerschnitt  $F_a$  nun berechnet, so können die übrigen Heberabmessungen ermittelt werden, da ja schon früher die geometrische Form des Längenschnittes, also auch die Verhältnisse  $a_0, a_1 \dots$  der verschiedenen Querschnitte zum Auslaufquerschnitt  $F_a$  festgelegt worden sind. Der reziproke Wert der Quadratwurzel aus dem Klammerausdruck der Formel (88) wird als Wirkungsgrad  $\mu$  des Hebers bezeichnet; es ist also

$$(89) \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{\zeta_0 \frac{1}{a_0^2} + \frac{1}{a_1^2} \Sigma_1 \zeta + \frac{1}{a_2^2} \Sigma_2 \zeta + \dots + \Sigma_a \zeta}}$$

Bei sorgfältig durchgebildeten kurzen Hebern liegt der Wirkungsgrad, der von der Form und Länge abhängt, meist zwischen 0,7 und 0,8; bei hydraulisch ungünstigen Ausführungen sind  $\mu$  bis etwa 0,50 herab beobachtet worden. Für überschlägige Rechnungen kann der Erguß des Hebers aus der Beziehung

$$(90) \quad Q = \mu F_a \sqrt{2gH}$$

mit einem geschätzten  $\mu$  ermittelt werden.

Nachdem nun die Abmessungen des Hebers festgelegt sind, muß noch geprüft werden, ob die Wassersäule im Heberschlauche nirgends abreißt. Zu diesem Zwecke

wird in der in der Abb. 69 angedeuteten Weise die Drucklinie (Piezometerlinie) eingezeichnet, die bei dieser Darstellungsweise das Gebiet des Druckes von jenem des Vakuums scheidet. Solange diese Drucklinie den Heberumriß nirgends schneidet, kann theoretisch die Wassersäule nicht abreißen. Mit Rücksicht auf Gasausscheidungen bei niedrigen Drücken, Luftdruckschwankungen und unvorhergesehenen Zufälligkeiten, besonders örtlichen Druckerniedrigungen infolge ungleicher Druckverteilung in den Querschnitten der Krümmer wird man aber zweckmäßig einen Mindestabstand zwischen Heberumriß und Drucklinie von etwa 2 m vorschreiben.

In der Abb. 69 ist ohne weiteres zu erkennen, daß der Heberscheitel theoretisch bei einem Barometerstand  $B$  (mm Hg) nicht höher als  $0,0136 B$  Meter über den Oberwasserspiegel emporreichen darf.

Für den Spiegelhöhenunterschied  $H$ , für den ein Heber bemessen werden kann, gibt es keine Beschränkung. Ist er größer als  $0,0136 B$ , so ist nur eine besondere Formung des Heberschlauches erforderlich, damit die Wassersäule nicht abreißt, bzw. sich nicht von der Wandung löst. Es muß dann vom Endquerschnitt  $F_a$  aufwärts bis zur erwähnten Tiefenlage  $0,0136 B$  Meter unter dem Oberwasserspiegel jeder Querschnitt  $F_n$  so bemessen werden, daß ihn, seiner Tiefenlage  $H_n$  unter dem Oberwasserspiegel entsprechend, mindestens ebensoviel Wasser durchlaufen kann, als den Endquerschnitt. Es muß also überall

$$F_n \sqrt{2g H_n} \geq F_a \sqrt{2g H} \quad (91)$$

oder

$$F_n \geq F_a \sqrt{\frac{H}{H_n}} \quad (92)$$

sein.

### 13. Die Verteilung der Geschwindigkeiten über den Querschnitt

Daß die Geschwindigkeit nicht über den ganzen Querschnitt eines Stromes gleichmäßig verteilt ist, war schon am Anfange des 13. Jahrhunderts bekannt. Durch Versuche hatte man damals festgestellt, daß die Geschwindigkeit vom Spiegel gegen die Sohle hin abnimmt; zahlreiche Forscher haben sich seither bemüht, eine Gleichung zu finden, die die Geschwindigkeitsverteilung längs einer Lotrechten in einem Gerinne zu berechnen ermöglicht und sie haben hierbei für die Geschwindigkeitsverteilung bald Gerade, Parabeln bis zur achten Ordnung, logarithmische Linien u. dgl. vorgeschlagen, aber keiner dieser Versuche hat Ergebnisse gezeitigt, die der Ingenieur bei Arbeiten, die größere Genauigkeit erfordern, verwenden konnte. Fest steht jedenfalls, daß in offenen Gerinnen die Geschwindigkeit vom Spiegel gegen die Sohle und von der Mitte gegen die Ufer hin abnimmt und daß ähnlich in Rohrleitungen die Geschwindigkeit von der Querschnittsmitte gegen den Umfang hin kleiner wird. Die größte Geschwindigkeit liegt aber bei offenen Gerinnen nicht immer im Wasserspiegel und auch nicht immer in der Gerinnemitte und auch in Rohrleitungen liegt sie nicht immer in der Rohrachse. In offenen Gerinnen kommen beide in der Abb. 70 dargestellten Geschwindigkeitsverteilungen in einer Meßlotrechten vor, ohne daß man bisher eine allgemein

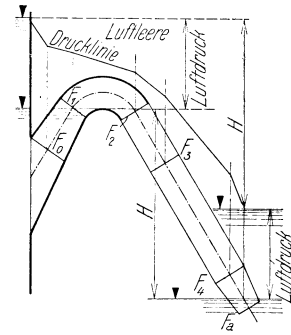


Abb. 69. Bemessung eines Hebbers

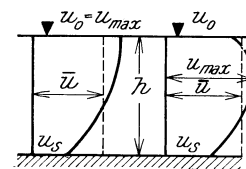


Abb. 70. Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten eines offenen Gerinnes

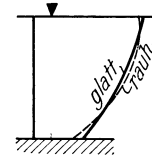


Abb. 71. Abhängigkeit der Geschwindigkeitsverteilung von der Beschaffenheit der Sohle

zutreffende Erklärung dafür hat, warum mitunter die größte Geschwindigkeit unter dem Spiegel liegt. Die Beobachtungen haben auch ergeben, daß die Geschwin-

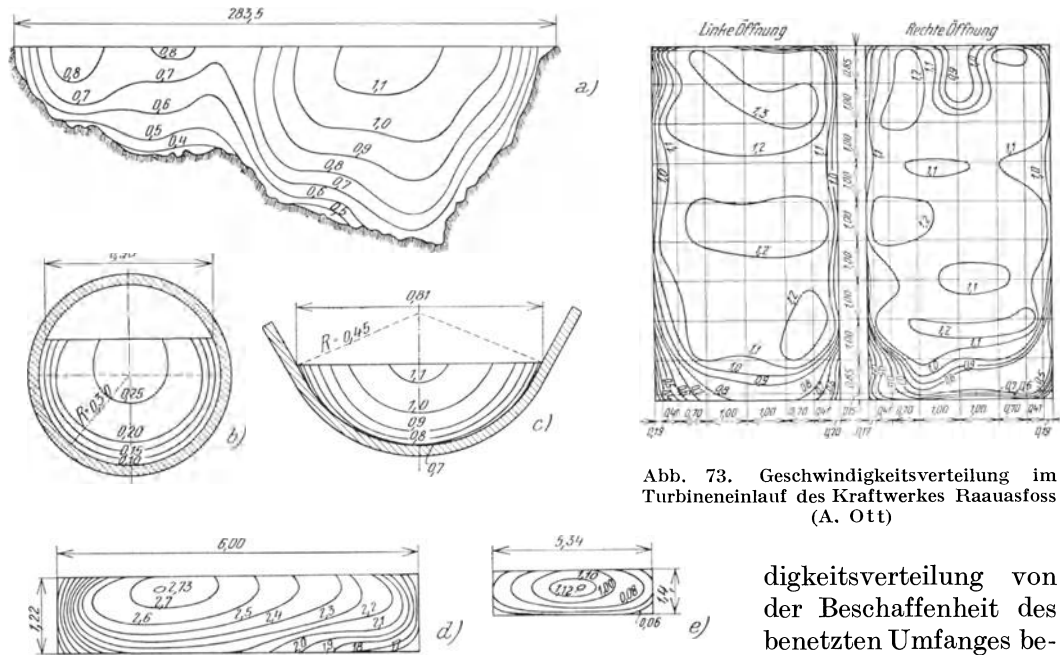


Abb. 72. Geschwindigkeitsverteilung in verschiedenen Gerinnen. a) Rhein bei Koblenz, 19. Nov. 1895; b) Betonkanal; c) Abwasserkanal; d) Kanal mit Holzverkleidung; e) Schöfflerbach in Augsburg. (Nach O. Hartmann)

Abb. 73. Geschwindigkeitsverteilung im Turbineneinlauf des Kraftwerkes Raaufoss (A. Ott)

digkeitsverteilung von der Beschaffenheit des benetzten Umfanges beeinflusst wird, etwa so, wie es die Abb. 71 veranschaulicht.

Die Geschwindigkeitsverteilung im ganzen Querschnitt wird übersichtlich durch Linien gleicher Geschwindigkeiten, sogenannte Isotachen, dargestellt, das sind Linien, die Stellen im Querschnitte verbinden, in denen die gleichen Geschwindigkeiten herrschen. In den folgenden Abb. 72 bis 75 sind als Beispiele einige Querschnitte mit eingetragenen Linien gleicher Geschwindigkeiten wiedergegeben.

In geraden, regelmäßigen Gerinnestrecken ist auch die Geschwindigkeitsverteilung stetig; stehen aber oberhalb der Meßstellen Hindernisse im Wasser oder liegt knapp oberhalb eine Krümmung oder ein Einbau, so kommen schroffe Geschwindigkeitsänderungen, wie sie z. B. in der Abb. 75 dargestellt sind, ja sogar Rückströmungen

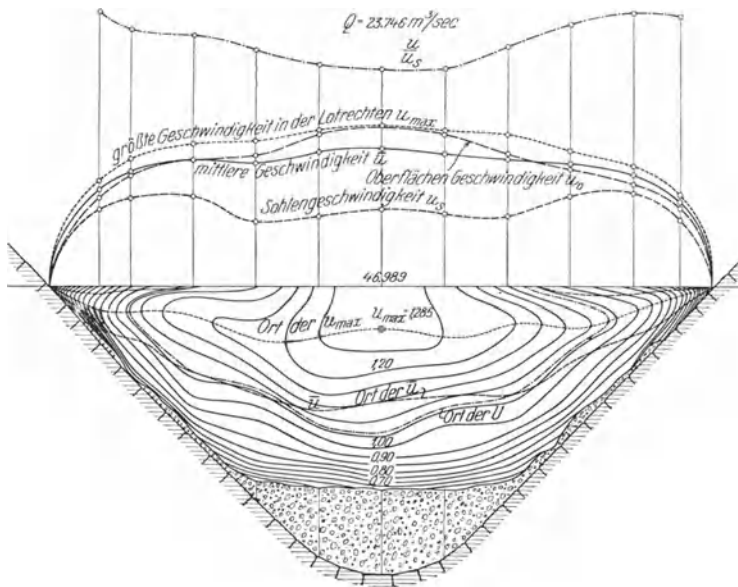


Abb. 74. Geschwindigkeitsverteilung im Werksgraben Festi-Rasini (Eidg. Hydrom. Bureau, Bern)

stetig; stehen aber oberhalb der Meßstellen Hindernisse im Wasser oder liegt knapp oberhalb eine Krümmung oder ein Einbau, so kommen schroffe Geschwindigkeitsänderungen, wie sie z. B. in der Abb. 75 dargestellt sind, ja sogar Rückströmungen

vor. Die Umbildung der Geschwindigkeitsverteilung längs des Gerinnes ist in der Abb. 76 dargestellt.

In der Praxis des Ingenieurs hat der Überblick über die Verteilung der Geschwindigkeiten über den Querschnitt insoferne Bedeutung, als er ihn lehrt, in welchen Punkten eines Querschnittes die Geschwindigkeiten zu messen sind, um möglichst zutreffend und mit geringstem Aufwand an Mühe und Zeit den Durchfluß durch einen Querschnitt zu ermitteln; je schroffer nämlich in irgend einer Stelle des Querschnittes die Geschwindigkeitsänderungen zu erwarten sind, um so dichter werden dort die Meßpunkte gelegt.

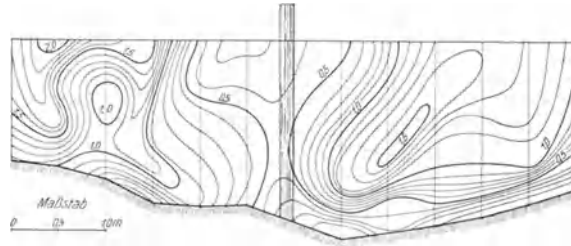


Abb. 75. Geschwindigkeitsverteilung hinter einem Pilotenjoch

Die Schwierigkeiten, die der Messung der Geschwindigkeiten im ganzen Querschnitte eines Gerinnes bei Hochwasser entgegenstehen, haben dazu geführt, daß auch nach Beziehungen zwischen den leicht meßbaren Geschwindigkeiten an der Oberfläche und der mittleren Geschwindigkeit  $U$  im Querschnitte geforscht wurde und es wurden hiebei

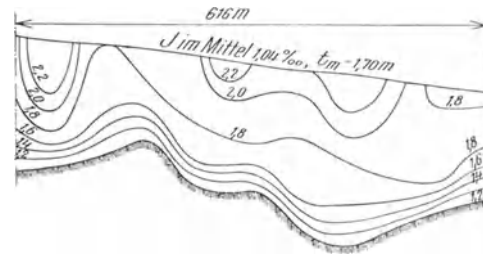


Abb. 76. Umbildung der Geschwindigkeitsverteilung im Talweg der Isar bei Plattling. (Nach O. Hartmann)

sowohl die mittleren  $\bar{u}_0$  als auch die größte Oberflächengeschwindigkeit  $u_{0max}$  verwendet. Sowohl das Verhältnis  $U : \bar{u}_0$  als auch jenes  $U : u_{0max}$  wird von der Beschaffenheit des benetzten Umfanges beeinflusst; so fand z. B. Th. Christen

bei Zement .....	$U : u_{0max} = 0,83$
„ Brettern, Quadern .....	„ = 0,82
„ Kleinkies .....	„ = 0,77
„ Grobkies .....	„ = 0,71

ferner das k. bayrische hydrotechnische Bureau in München

bei rauhem Fels .....	$U : u_{0max} = 0,40$ bis $0,52$
„ Kies mit Gras und Schilf .....	„ = $0,46$ „ $0,75$
„ grobem Kies und Steinen .....	„ = $0,58$ „ $0,70$
„ Kies .....	„ = $0,62$ „ $0,75$
„ Lehm und Sand .....	„ = $0,65$ „ $0,83$
„ Holz, Beton, Pflaster .....	„ = $0,70$ „ $0,92$

und die Turbinenfabrik Brigleb, Hansen u. Co. in Gotha wendet die folgenden Verhältniszahlen an (siehe umstehende Tabelle 22).

Es muß aber besonders betont werden, daß die Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit  $U$  unter Verwendung der oben angegebenen Zahlenwerte nur Näherungswerte liefert. Genauere Ergebnisse bringt dieses Verfahren, wenn in dem betreffenden Querschnitte bei verschiedenen Wasserständen vollständige Messungen durchgeführt werden, aus denen die zum Wasserstand gehörige Verhältniszahl  $U : \bar{u}_0$  oder  $U : u_{0max}$  berechnet wird; für dazwischenliegende Wasserstände kann dann die zugehörige Verhältniszahl leicht zeichnerisch interpoliert werden. Solche Ermittlungen sind

Tabelle 22. Verhältnis von  $U : u_{0\max}$  nach Brigleb, Hansen u. Co.

	Profilradius											
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
	Meter											
Glatter Zement und gehobeltes Holz .....	0,88	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,90	0,90	0,90	0,90
Rauher Zement, behauene Steine, Ziegelmauerwerk, ungehobelte Bretter....	0,84	0,86	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,88	0,88	0,88	0,88
Bruchsteinmauerwerk ...	0,75	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,84	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85
Erde .....	0,56	0,64	0,69	0,71	0,73	0,75	0,76	0,76	0,77	0,78	0,79	0,79

Tabelle 23. Werte  $\alpha = \frac{\sum f \bar{u}}{\sum f u_0}$  nach Messungen des Hydrographischen Zentralbureaus in Wien

Fluß	Meßstelle	Mittlere Tiefe m	Mittlere Geschwindigkeit $U$ m/sec	Mittlere Oberflächengeschwindigkeit $U_0$ m/sec	$\alpha = \frac{\sum f \bar{u}}{\sum f u_0}$
Inn.....	Kufstein	2,26	2,05	2,23	0,77
„ .....	„	3,06	2,88	3,05	0,86
„ .....	„	4,24	3,14	3,31	0,95
„ .....	„	4,52	3,24	3,70	0,84
Rodl .....	Walding	1,06	0,28	0,29	0,93
„ .....	„	1,59	0,76	0,80	0,89
„ .....	„	0,86	0,12	0,13	0,84
Traun .....	Wels	1,11	1,16	0,99	0,92
„ .....	„	2,51	2,39	2,58	0,84
„ .....	„	2,23	2,23	2,26	0,86
„ .....	„	1,67	1,77	1,75	0,88
„ .....	„	1,09	1,06	1,04	0,92
Donau.....	Wien	3,90	1,59	1,76	0,84
„ .....	„	6,27	2,45	2,81	0,87
Wienfluß.....	Ungarbrücke	1,90	2,84	2,99	0,94
„ .....	„	1,28	2,00	2,16	0,92
„ .....	„	0,29	0,72	0,83	0,87
Mur .....	Radkersburg	2,33	1,45	1,19	0,98
„ .....	„	2,98	.	1,73	0,99
„ .....	„	3,74	2,24	1,97	1,00
„ .....	„	2,20	1,34	1,16	0,95
„ .....	„	2,05	1,43	1,31	0,99
„ .....	„	1,93	1,20	1,19	0,94
„ .....	„	2,32	1,53	1,29	0,99
Elbe .....	Leitmeritz	1,89	0,67	0,77	0,84
„ .....	„	1,94	0,70	0,81	0,84
„ .....	„	1,76	0,64	0,72	0,86
„ .....	„	1,70	0,62	0,70	0,85
„ .....	„	1,44	0,57	0,64	0,86
„ .....	„	1,53	0,62	0,69	0,85

z. B. vom Hydrographischen Zentralbureau in Wien zahlreich ausgeführt worden; man hat dort bei jeder Messung den Beiwert

$$(93) \quad \alpha = \frac{\sum f \bar{u}}{\sum f u_0}$$

( $f$  = Flächeninhalt des zu einer Meßlotrechten gehörigen Querschnittsteiles,  $\bar{u}$  = mittlere,  $u_0$  = Oberflächengeschwindigkeit in der Lotrechten;  $\Sigma$  bedeutet Summe der Produkte für alle Meßlotrechten des Querschnittes) berechnet und in den Jahrbüchern veröffentlicht. Die mittlere Geschwindigkeit  $U$  im Querschnitte wird dort dann aus der Formel

$$U = a \frac{\Sigma f u_0}{\Sigma f} \quad (94)$$

berechnet. Um schließlich zu zeigen, welche Werte sich für  $a$  ergeben, seien die Ergebnisse einiger Messungen angeführt (siehe nebenstehende Tabelle 23).

Über die Geschwindigkeitsverteilung in der unmittelbaren Nähe der Wandung ist noch recht wenig bekannt, weil man, wenn von den empfindlichen Geräten, die nur für Messungen in der Versuchsanstalt geeignet sind, abgesehen wird, keine Geräte kennt, mit denen dort gemessen werden kann. Angestellte Versuche haben unzweifelhaft erwiesen, daß an der Wandung eine Schicht Wasser haftet und daß die Geschwindigkeit schon in einem sehr kleinen Abstand von der Wandung auf eine Größe ansteigt, die einen nennenswerten Teil der mittleren Geschwindigkeit, bis zu 0,8, ausmacht. Bei der zeichnerischen Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung wird diese dünne Schicht meist vernachlässigt und man läßt die Vertikalgeschwindigkeitslinien mit einer endlichen „Sohlungeschwindigkeit“ in der Sohle endigen.

#### 14. Die Messung des Durchflusses

Für die Ermittlung des Durchflusses sind im Laufe der Zeit eine große Zahl von Verfahren vorgeschlagen worden, von denen sich aber nur wenige soweit bewährt haben, daß ihre Anwendung weitere Verbreitung gefunden hat. Im folgenden werden die wichtigsten, öfter angewendeten Verfahren kurz beschrieben; hiebei hat die Reihenfolge der Aufzählung mit dem Werte der einzelnen Verfahren nichts zu tun, denn mit wenigen Ausnahmen hat jedes Verfahren sein bestimmtes Anwendungsgebiet, auf dem es sich besonders eignet.

##### a) In offenen Gerinnen

Das Eichen des Durchflusses. Die zuverlässigste aller Meßarten besteht im Eichen des Durchflusses, indem in einem Gefäß der gesamte Zufluß während einer genau zu messenden Zeit aufgefangen wird. Das Eichen setzt voraus, daß das Wasser mit einem solchen Gefälle fließt, daß ein der Höhe des Meßgefäßes entsprechender freier Absturz hergestellt werden kann; es eignet sich mit Rücksicht auf die notwendige Größe des Eichgefäßes nur für kleinere Durchflüsse. Größere Durchflüsse können unter Umständen in eine Anzahl von Ausflußstrahlen zerlegt werden, die nacheinander mit dem Eichgefäß gemessen werden. Für die Zeitmessung wird eine Stoppuhr verwendet, die das Ablesen von  $\frac{1}{10}$  Sekunden erlaubt.

Der Meßüberfall. Wird in ein Gerinne ein Wehr mit einer irgendwie geformten Krone eingebaut, so steigt oberhalb desselben der Wasserstand um so höher an, je größer der Abfluß über das Wehr ist. Der Erguß über ein Wehr hängt aber nicht nur von der Überfallshöhe und der Grundrißform des Wehrrückens, sondern auch noch von der Querschnittsform des Wehrrückens ab; um diesen ein für allemal festzulegen und leicht ausführbar zu machen, hat man für Meßzwecke den sogenannten scharfkantigen Überfall festgelegt. Als Meßüberfälle werden am häufigsten Wehre mit wagrechten Überfallskronen, die von Gerinnewandung zu Gerinnewandung reichen, also sogenannte Überfälle ohne Seiteneinschnürung, verwendet. Die Berechnung des Ergusses  $Q$  in  $\text{m}^3/\text{sec}$  erfolgt nach der Formel (vgl. S. 111)

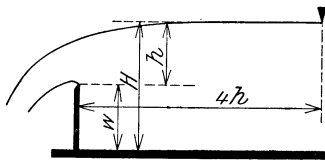


Abb. 77. Meßwehr

$$(95) \quad Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} h^{3/2} = 2,95 \mu B h^{3/2}$$

in der (Abb. 77)  $B$  die Überfallsbreite und  $h$  die Überfallshöhe bedeutet. Die Ankunfts geschwindigkeit des Wassers kommt in der Formel nicht vor; ihre Berücksichtigung erfolgt durch eine entsprechende Wahl des Überfallbeiwertes  $\mu$ , für den bei scharfkantigen Meßwehren die folgenden, verlässlichen Formeln in Verwendung stehen:

Formel von Frese

$$(96) \quad \mu = \left[ 0,615 + \frac{0,0021}{h} \right] \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{h}{H} \right)^2 \right]$$

$$0,1 \text{ m} < h < 0,6 \text{ m}$$

Formel von Th. Rehbock

$$(97) \quad \mu = 0,605 + \frac{1}{1050 h - 3} + \frac{0,08 h}{w}$$

$$0,02 \text{ m} < h < 0,3 \text{ m}$$

Formel der Normen vom Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein

$$(98) \quad \mu = 0,615 \left( 1 + \frac{1}{0,001 h + 0,0016} \right) \left[ 1 + 0,5 \left( \frac{h}{H} \right)^2 \right]$$

Die Überfallshöhe  $h$  wird oberhalb des Bereiches der Senkungslinie, etwa 2 bis 4  $h$  oberhalb des Wehres gemessen. Der Raum unterhalb des Überfallstrahles muß vollkommen belüftet und das Gerinne muß noch eine Strecke oberhalb des Meßwehres in derselben Breite  $B$  wie der Überfall ausgebildet sein. Die Tatsache, daß der Wasserspiegel unter dem Überfallstrahl höher steht, als vor ihm, bildet, wie auf S. 114 ausführlich erläutert wird, kein sicheres Merkmal für Unterdruck unter dem Strahl. Die Formel von Rehbock scheint innerhalb ihrer Gültigkeitsgrenzen am besten zuzutreffen; worauf die Abweichungen anderer Formeln zurückzuführen sind, ist noch nicht aufgeklärt.



Abb. 78. Meßwehr für die Beobachtung einer Quelle.  
(O. Lettovsky)

In der Abb. 78 ist als Beispiel ein kleines Meßwehr zur Beobachtung einer Quelle dargestellt. In großem Maßstabe sind Meßwehre an Wasserkraftanlagen, meistens im Unterwassergraben, eingebaut worden.

Besondere Sorgfalt muß der Messung der Überfallshöhen gewidmet werden; vielfach erfolgt die Einstellung des Maßstabes auf den Wasserspiegel durch eine Spitze, die den Spiegel von unten berührt (Abb. 79). Sicherer und weniger Aufmerksamkeit erfordernd ist die Messung mit einer den Wasserspiegel von oben berührenden Spitze unter Benützung eines Telefons zur Anzeige der Berührung zwischen Spitze und Wasserspiegel (Abb. 80).

Da Meßwehre mit wagrechtem Überfall bei kleinen Überfallshöhen von nur wenigen Zentimetern ungenaue Ergebnisse liefern, werden in Fällen stark schwankender Durchflüsse vielfach auch Meßwehre mit gebrochenem Rücken angewendet; am häufigsten wurde der dreieckige, zugeschärfte Wehrausschnitt, auch Thompson-Überfall genannt, benützt. Für rechtwinkligen Ausschnitt gilt die Beziehung

$$(99) \quad Q = a z^{5/2}$$

in der  $z$  die Überfallhöhen, von der Spitze des Ausschnittes an gemessen, bedeutet; der Beiwert  $a$  hängt von den Abmessungen



Abb. 79. Spitze zur Messung der Wasserspiegellage

des Gerinnes, in das der Überfall eingebaut ist, und von der Gerinnetiefe ab. Verlässliche Messungen, die eine Formel für  $\alpha$  liefern können, sind noch ausständig; die bisher bekanntgewordenen Werte liegen zwischen  $\alpha = 1,4$  und  $1,5$ .

Neben dem Thompson-Überfall sind noch die verschiedensten Überfallsausschnitte versucht worden, die zum Teil von Geraden, zum Teil von Kreisbogen begrenzt werden; allgemeine Anwendung haben sie aber nicht gefunden.

Der Einbau eines eigenen Meßwehres ist vielfach aus den verschiedensten Gründen (Kosten, Geschiebewegung usw.) nicht möglich; in solchen Fällen kann auch ein beliebiges anderes Überfallwehr für die Messung verwendet werden, wenn es vorher z. B. durch vollkommene Flügelmessungen geeicht worden ist.

Die Durchflußmessung durch Düsen. Ähnlich wie mit Meßwehren kann der Durchfluß auch gemessen werden, wenn er durch geeichte Düsen (Abb. 81) geleitet wird; liegen die Düsen vom Querschnitte  $f$  (m<sup>2</sup>) wagrecht, was stets anzustreben ist, so beträgt der Durchfluß bei einer Wassertiefe  $h$  über der Düse

$$Q = \mu f \sqrt{2gh} \quad (100)$$

$\mu$  ist ein Beiwert der Düse, der durch Eichung zu bestimmen ist. Eine solche Meßeinrichtung mit Düsen wird auch Danaide genannt. Bei großen Durchflüssen können auch mehrere Düsen nebeneinander verwendet werden.

Die Messung mit dem Woltmannflügel. Unter allen Geräten zur Messung des Durchflusses hat der Woltmannflügel die ausgebreitetste Anwendung

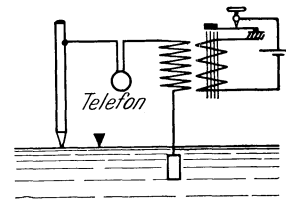


Abb. 80. Anzeige der Berührung zwischen der Maßstabspitze und dem Wasserspiegel durch ein Telefon

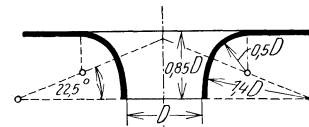


Abb. 81. Normaldüse,  $\mu = 0,96$

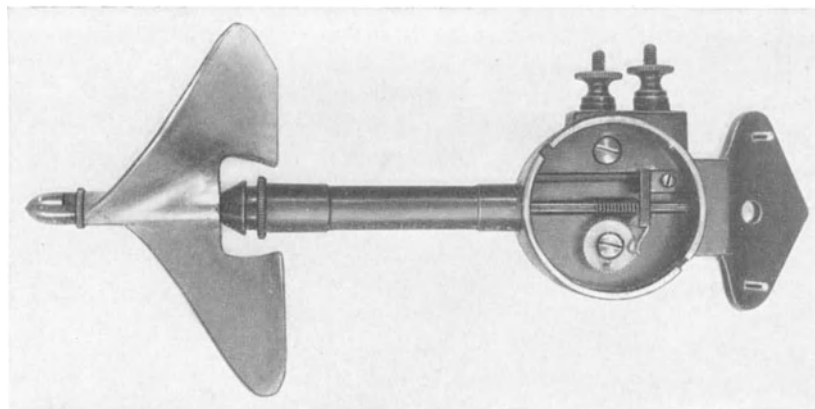


Abb. 82. Woltmann-Taschen-Stangenflügel

gefunden; es ist das ein Gerät, das nicht unmittelbar die Messung des Durchflusses erlaubt, sondern der Ermittlung der Geschwindigkeiten in verschiedenen Punkten eines Querschnittes dient, aus denen dann erst der Durchfluß berechnet wird. In neuerer Ausführung besteht er aus einem Flügelrad, das auf einer Welle sitzt, die vorne in Kugeln gelagert ist und sich mit dem anderen Ende gegen eine Spitze oder mit einer Spitze gegen ein Achatplättchen stützt. Auf der Welle sitzt eine Schnecke, die in ein Zahnrad eingreift, das zur Zählung der Umläufe dient und Stiften trägt,



die nach je 5, 25 oder 50 Flügelumläufen ein elektrisches Signal geben (Abb. 82). Die Welle kann auch noch mit einem Kontakt ausgerüstet werden, so daß man von jedem Umlaufe ein Signal erhält. Ist das Wasser an der Meßstelle durch weiter oberhalb erfolgte Zuleitung von Industrieabwasser angesäuert, so wird es leitend und die beschriebene elektrische Signalgebung versagt dann. Für Messungen in solchen Wässern hat die Firma A. Ott in Kempten einen in Wasser jeder Beschaffen-

heit zuverlässig arbeitenden Woltmannflügel, den Magnetflügel (Abb. 83), gebaut, bei dem das Kontaktwerk wasserdicht gekapselt ist und die Umläufe von einem auf der Flügelwelle sitzenden Stahlmagneten durch eine dünne Scheibe auf einen Mitnehmer im gekapselten Kontaktwerk übertragen werden. Die Signale werden kenntlich gemacht, indem man in den Stromkreis eine Klingel, ein

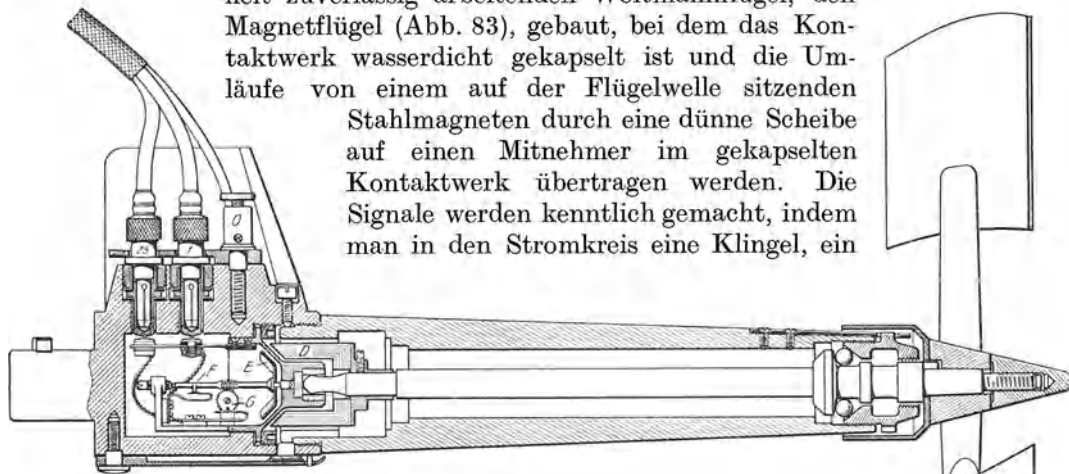


Abb. 83. Magnetflügel von Ott. *D* Stahlmagnet, *E* Anker, *G* Kontaktträdchen, *F* Nocke für Einzelkontakte

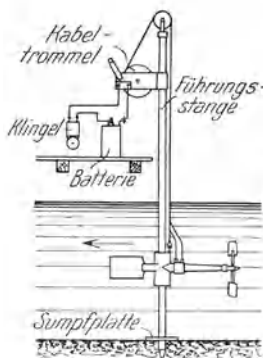


Abb. 84. Stangenflügel.  
(A. Ott, Kempten)

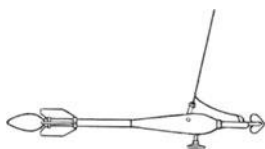


Abb. 85. Schwimmflügel  
von A. Ott

Telephon oder einen Summer einschaltet. Auch die Einschaltung eines elektrischen Zählwerkes ist möglich, das auf einem Zifferblatt die Zahl der Signale angibt. Bei Wassertiefen bis zu etwa 5 m wird der Woltmannflügel am Kabel hängend an einer Stange geführt (Abb. 84); die Verwendung an hängender Stange ist seltener, weil sie einen festgebauten Meßsteg voraussetzt, der nur selten vorhanden ist. Bei großen Wassertiefen, über 5 m, und bei größeren Höhenlagen des Meßsteges über dem Wasserspiegel wird der Woltmannflügel an einem Kabel hängend verwendet und ein übermäßiges Abtreiben durch einen schweren torpedoförmigen Körper verhindert (Abb. 85). Das Erreichen der tiefstmöglichen Lage des Flügels über der Sohle gibt bei den meisten Flügeln ein Grundtaster durch ein elektrisches Signal an, und bei besseren Ausführungen werden Rückströmungen, die sonst nicht wahrgenommen werden können, durch das Signal eines eigenen Rückströmungspendels kenntlich gemacht (Abb. 86).

Das Kabel, das die Leitungen für die verschiedenen Kontakte des Meßgerätes enthält, dient in der Regel zur Aufhängung und Tiefeneinstellung des Flügelkörpers und es läuft aus diesem Grunde über eine Kabeltrommel (Abb. 87) mit einem Zählwerk für die Tiefenmessung. Kleine Flügel können statt an einem Kabel hängend auch an einem Rohre hängend ausgeführt werden, das auf der eigentlichen Führungsstange beweglich ist. Der Flügelapparat muß auf der Führungsstange auch derart geführt

sein, daß seitliche Verdrehungen um die Stange unmöglich sind; hiezu eignen sich elliptische Rohre oder kreisrunde mit aufgeschraubter Führungsleiste. Rohre, die zwecks Führung geschlitzt sind, sind nicht zu empfehlen, weil sie sich erfahrungsgemäß verdrehen und weil sie bei der Beförderung mit der Bahn leicht verdrückt

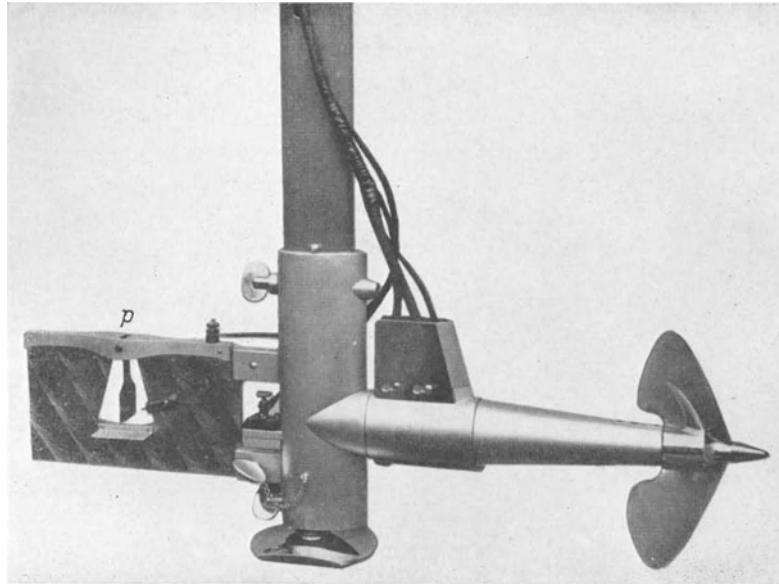


Abb. 86. Woltmann-Stangenflügel mit Rückstrompendel (*p*). (A. Ott, Kempten)

werden und überdies stärker vibrieren als volle Rohre. Die Führungsstangen erhalten unten eine Spitze und darüber eine Sumpfplatte, die ein Versinken im losen Schotter oder Schlamm verhindern soll.

Das Flügelrad des Woltmannflügels läuft um so rascher um, je größer die Strömungsgeschwindigkeit ist; zwischen Umlaufgeschwindigkeit und Wassergeschwindigkeit besteht eine Beziehung, die empirisch ermittelt werden muß, bevor mit dem Geräte Messungen ausgeführt werden. Bezeichnet  $N$  die Anzahl der Flügelumläufe in  $t$  Sekunden, so beträgt die Wassergeschwindigkeit im Meßpunkte

$$u = a + \beta \frac{N}{t} \quad (101)$$

wobei  $a$  und  $\beta$  Beiwerte des Gerätes sind.  $a$  drückt jene Geschwindigkeit aus, bei der der Flügel wegen der Lagerreibung eben noch nicht umläuft; bei guten Erzeugnissen muß  $a$  daher eine sehr kleine Zahl, etwa 0,01 m/sec oder noch kleiner sein.

Die Ermittlung der Beiwerte  $a$  und  $\beta$  geschieht in eigenen Gerinnen, die mit ruhendem Wasser gefüllt sind. Der Woltmannflügel wird an einem Wagen befestigt,

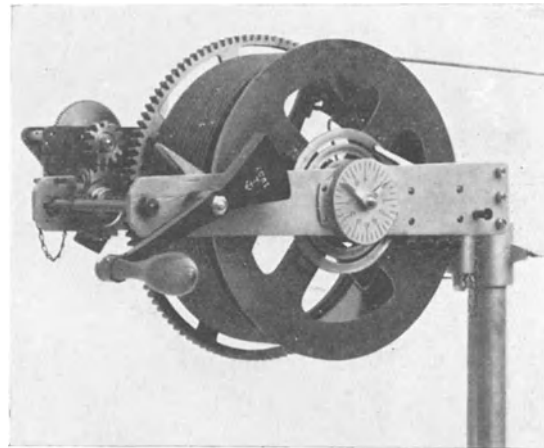


Abb. 87. Kabelwinde für einen Stangenflügel. (A. Ott, Kempten)

der mit verschiedenen Geschwindigkeiten längs des Gerinnes geführt wird, wobei jedesmal die Umlaufgeschwindigkeit des Flügels aufgezeichnet wird. Aus den Ergebnissen werden schließlich nach der Methode der kleinsten Quadrate die Beiwerte berechnet. Bei häufigem Gebrauch muß der Flügel öfter nachgeeicht werden, ebenso nach jeder Ausbesserung, weil schon geringfügige Änderungen die Lagerreibung und diese die Anzeige des Gerätes stark beeinflussen.



Abb. 88. Schwimmflügel bei einer Messung von einer Brücke aus. (A. Ott, Kempten)

Der Woltmannflügel soll stets so in das fließende Wasser versenkt werden, daß seine Welle in der Strömungsrichtung liegt; weicht die Lage der Welle von dieser Richtung ab, so zeigt das Gerät zu kleine Geschwindigkeiten an. Die Fehlanzeige ist um so größer, je unrichtiger die Stellung des Woltmannflügels ist. Bei der Ermittlung des Durchflusses werden die Geschwindigkeiten senkrecht zum Querschnitte benötigt und es wird daher der Woltmannflügel derart in das Wasser versenkt werden, daß seine Welle senkrecht zum Meßquerschnitt steht. Es wird aber nur selten zutreffen, daß in allen Punkten die Strömung tatsächlich senkrecht zum Querschnitt erfolgt; trifft das Wasser den Querschnitt schräg unter dem Winkel  $\varepsilon$ , so soll nicht die tatsächliche Geschwindigkeit  $u$ , sondern nur die zum Querschnitte senkrechte Komponente  $u \cdot \cos \varepsilon$  gemessen werden. Ist der Winkel  $\varepsilon$  klein, etwa 10 bis 15°, so werden von den meisten Flügeln tatsächlich annähernd die Komponenten  $u \cos \varepsilon$  angezeigt; bei größeren Winkeln  $\varepsilon$  stellen sich, je nach der Flügelform, größere Fehlanzeigen ein, und zwar zeigt der Woltmannflügel stets zu kleine Geschwindigkeitskomponenten an. Wird ein frei hängender Flügel verwendet, so stellt die Steuerfahne das Gerät stets in die Richtung der Strömung ein, es werden also in jedem Punkte die tatsächlichen Geschwindigkeiten ohne Rücksicht auf ihre Richtung angezeigt und der ermittelte Durchfluß ist, wenn der Zulauf stellenweise schräg erfolgt, zu groß. Um also diese Fehler möglichst niedrig zu halten, wird stets die Auswahl eines Querschnittes für die Messung anzustreben sein, oberhalb desselben das Gerinne geradlinig und regelmäßig verläuft und in dem keine Einbauten stehen, so daß die Strömung senkrecht zum Querschnitt erfolgt.

Die Durchführung der Messung soll tunlichst von einer Brücke oder einem Meßsteg ohne Pfeiler, mit einem sogenannten Stangenflügel erfolgen. An Seilen hängende Flügel (Abb. 38) treiben infolge des Strömungsdruckes auf das Gerät und das Seil bei großen Geschwindigkeiten aus dem Meßquerschnitte stark ab, so daß die Tiefenlage des Gerätes nur unsicher zu ermitteln ist. Bei Messung vom flußabwärtigen Rand einer Brücke aus kann das Abtreiben durch ein zweites Seil verhindert werden, das unter der Brücke schräg gegen den flußaufwärtigen Brückenrand läuft.

Da Wassermessungen in natürlichen Gerinnen stets zur Ermittlung einer Be-

ziehung zwischen Wasserstand und Durchfluß dienen, soll die Sohle des Meßquerschnittes überdies möglichst unveränderlich sein. Ist an der Meßstelle keine Brücke vorhanden und die Errichtung eines Meßsteiges unmöglich, so wird vom Schiffe aus gemessen, wozu am besten zwei Schiffe in einer gegenseitigen Entfernung von einigen Metern, durch eine Plattform überbrückt und überfuhrartig an einem Drahtseil hängend, verwendet werden. Bei der Messung von einem einzelnen Schiff aus soll ein an einem Seil hängender Flügel verwendet werden, der unter Zuhilfenahme eines Auslegerarmes, einige Meter ober dem Schiff ins Wasser versenkt wird. Die Messung mit einem Stangenflügel vom Bootsrande aus liefert in der Nähe des Wasserspiegels unrichtige Geschwindigkeiten, weil dort die Strömung durch das Boot stark gestört ist. Wenn, wie es bei Hochwässern vielfach geschieht, nur die Oberflächengeschwindigkeiten gemessen werden sollen, so wird zweckmäßig der in der Abb. 89 dargestellte Schleppflügel verwendet.

Wenn der Meßquerschnitt festgelegt ist, werden die Wassertiefen im Querschnitt gepeilt, wobei die Peilstellen auf ein Ufer bezogen werden; bei der Messung vom Schiffe aus muß zu diesem Zwecke im Meßquerschnitte eine Peilleine gezogen werden, die aus einem 5 bis 7 mm starken Drahtseil hergestellt wird, das meist alle 2 m eine Marke aus umgewickelmtem Messing- oder Kupferdraht trägt. Für die Tiefenmessung

wird bis etwa 6 m Tiefe eine Peilstange verwendet, die eine gut sichtbare Teilung bis auf halbe Dezimeter enthält und unten ähnlich wie die Führungsstangen der Woltmannflügel eine Spitze und eine Sumpfplatte trägt. Besteht die Sohle aus Fels oder aus festen Baustoffen (Beton, Holz), so ist zu beachten, daß die Peilstange nicht bis zur Sumpfplatte einsinken kann und es ist daher zu den abgelesenen Tiefen die Länge der Spitze zuzuschlagen. Die Peilung kann in der Regel nicht genauer als auf  $\pm 5$  cm ausgeführt werden. Reicht die Länge der Peilstange nicht aus, so können an einem dünnen Draht hängende, linsenförmige Bleikörper für die Querschnittsaufnahme Verwendung finden.

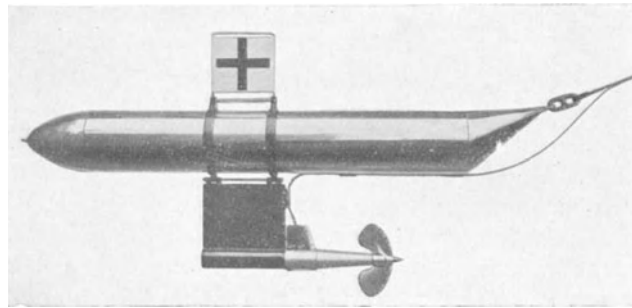


Abb. 89. „Schleppflügel für die Messung der Oberflächengeschwindigkeiten. (A. Ott, Kempten)

Die Messung der Geschwindigkeiten erfolgt in einer größeren Anzahl von Meßpunkten, die in einzelnen Meßlotrechten derart verteilt sind, daß in jeder derselben ein Meßpunkt knapp über der Sohle und einer knapp unter der Oberfläche liegt, gerade so tief, daß der umlaufende Flügel keine Wellen wirft; dazwischen muß mindestens noch ein Meßpunkt liegen; der Abstand zwischen den Meßpunkten soll womöglich nicht über 1 m betragen. Bei Wassertiefen über etwa einen Meter sollen auf jeden Fall mehrere Zwischenpunkte eingeschaltet werden. Bei der Messung wird in jeder Lotrechten an der Sohle begonnen, während der ganzen Dauer der Messung werden an einem Hilfspegel im Meßquerschnitte alle 5 bis 10 Minuten Ablesungen gemacht und bei jedem Meßpunkt die Meßzeit angemerkt, damit festzustellen ist, ob sich der Wasserstand während der Messung geändert hat. Die Wassertiefe wird schließlich mit dem Flügel selbst nochmals gemessen, indem die Flügelachse in den Wasserspiegel eingestellt wird. Erfolgt die Messung mit einem Flügel an fester Stange, so muß bei beweglicher Sohle die Führungsstange bis zur Sumpfplatte in den Boden getrieben werden; besteht die Sohle aus feinem Sand, Schlamm u. dgl.,

so können Vibrationen der Stange ein Versinken der Stange verursachen und es ist bei solchen Sohlen erforderlich, nach Beendigung der Messung in einer Lotrechten den Flügel neuerdings herabzulassen und festzustellen, ob die Lage der Sumpfplatte unverändert geblieben ist, allenfalls wird die Messung zu wiederholen sein.

In jedem Meßpunkte wird in der Regel etwa 2 bis 3 Minuten hindurch gemessen; richtiger ist es, in jedem Meßpunkte die Umlaufdauer einer gleichen Anzahl von Umläufen zu messen. Die Zeitmessung erfolgt mit einer Stoppuhr und es werden nicht nur die Endablesungen, sondern auch die Zwischenablesungen an der Uhr für je 25 oder 50 Umläufe vorgemerkt; größere Unregelmäßigkeiten in den Zwischenablesungen deuten auf eine Störung (Verhängen von Schwemmsel am Flügel u. dgl.) hin. Für solche Zwischenablesungen eignen sich besonders sogenannte Doppelstoppuhren.

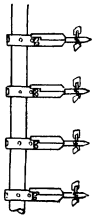


Abb. 90. Mehrere Flügel an einer Stange. (A. Ott, Kempten)

Flügelmessungen erfordern lange Meßdauern, während denen größere Wasserstandsschwankungen zu befürchten sind; um die Gesamtdauer einer Messung abzukürzen, werden auch gleichzeitig mehrere Flügel verwendet, die in entsprechenden Entfernungen an der Führungsstange festgeklemmt sind (Abb. 90). Die Messung der Umlaufdauer mit der Stoppuhr ist dann nicht mehr möglich, man verwendet in solchen Fällen Chronographen, die auf einem mit konstanter Geschwindigkeit laufenden Papierstreifen mit je einer Feder für einen Flügel die Signale der Flügel aufzeichnen.

Die Austeilung der Meßlotrechten über den Querschnitt geschieht derart, daß je eine möglichst nahe an beiden Ufern und in allen Bruchpunkten der Sohlenlinie liegt. Dazwischen werden Lotrechte eingeteilt, wenn die Entfernung zu groß ist. Je gleichmäßiger die Geschwindigkeitsverteilung ist, desto weiter auseinander können die Meßlotrechten liegen. Eine Regel für die höchstzulässige Entfernung läßt sich nicht aufstellen, die Zahl der Meßlotrechten soll stets so gewählt werden, daß die ganze Messung äußerstenfalls in einem Tag beendet ist.

Zur Ausarbeitung der Flügelmessung werden vor allem aus dem Ergebnisse der Messung und der Flügelgleichung die Geschwindigkeiten in den einzelnen Meßpunkten berechnet und die Vertikalgeschwindigkeitslinie der Meßlotrechten aufgetragen, wobei jedwede Glättung der Linie zu vermeiden ist. Hierauf wird die mittlere Geschwindigkeit in der Lotrechten ermittelt, indem die Fläche zwischen der Lotrechten, dem Wasserspiegel, der Sohle und der Vertikalgeschwindigkeitslinie planimetriert und durch die Tiefe dividiert wird. Ist kein Planimeter verfügbar, so wird sie zeichnerisch bestimmt, indem die Vertikalgeschwindigkeitslinie durch einen gebrochenen Linienzug ersetzt wird, der sich möglichst eng der Linie anschmiegt, worauf in der in der Abb. 91 angedeuteten Weise die Flächensummenlinie (vgl. S. 123) mit der Poldistanz gleich der Wassertiefe gezeichnet wird; die mittlere Geschwindigkeit  $\bar{u}$  erhält man als Endordinate der Flächensummenlinie.

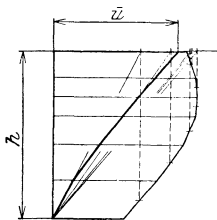


Abb. 91. Zeichnerische Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit in einer Meßlotrechten

Bei jeder Messung muß der Pegelstand, auf den sie sich bezieht, angegeben werden. Wurden während einer Messung größere Spiegelschwankungen beobachtet, so muß ein mittlerer Messungswasserstand ermittelt werden. Wenn die Schwankungen 0,05 m nicht überschritten haben, so wird als mittlere Spiegellage jene betrachtet, in der der Wasserspiegel bei der Messung im Stromstrich lag. Betragen die Schwankungen mehr als 0,05 m, so ist ein mittlerer Wasserstand zu errechnen. Den einzelnen Wasserstandskoten in den Lotrechten wird um so größeres Gewicht beigemessen,

je größer der Durchfluß in dem betreffenden Streifen ist. Bedeuten  $p_1, p_2, \dots, p_n$  die Spiegelkoten bezogen auf den Spiegel der ersten Lotrechten,  $q_1, q_2, \dots, q_n$  die Durchflüsse in den einzelnen zu den Meßlotrechten gehörigen Querschnittsstreifen, so betrachtet man als mittleren Messungswasserstand, bezogen auf den Wasserstand in der Lotrechten 1 zur Zeit der Messung dortselbst

$$P_m = \frac{\sum p_n f_n \bar{u}_n}{\sum f_n \bar{u}_n} = \frac{\sum p_n q_n}{\sum q_n} \quad (102)$$

hiebei ist  $\bar{u}$  die mittlere Geschwindigkeit in den betreffenden Streifen von der Fläche  $f$ ; wurden nur Oberflächengeschwindigkeiten gemessen, so sind statt der mittleren Querschnitts- die mittleren Oberflächengeschwindigkeiten der Streifen zu verwenden.

Zur Berechnung der Wassermenge müssen nun die mittleren Geschwindigkeiten auf die neuen Tiefen der Streifen reduziert werden. Wurde z. B. die mittlere Geschwindigkeit  $\bar{u}$  bei der Tiefe  $h$  gemessen und beträgt beim mittleren Messungswasserstand die Tiefe im Streifen nunmehr  $h'$ , so gilt für die mittlere Geschwindigkeit  $\bar{u}'$  beim mittleren Messungswasserstande genügend genau

$$\bar{u}' = \bar{u} \left( \frac{h}{h'} \right)^{0,7} \quad (103)$$

Für die Ermittlung des Durchflusses im Querschnitte aus den Ergebnissen der Flügelmessung stehen verschiedene Verfahren im Gebrauche. Wenn die Wasserspiegelschwankungen während der Messung unter 0,05 m geblieben sind, so können in den Meßquerschnitt leicht die Linien gleicher Geschwindigkeiten eingezeichnet werden, die, als Schichtenlinien aufgefaßt, den dem Durchflusse in der Sekunde entsprechenden Wasserkörper darstellen. Durch Planimetrieren der Schichtenlinien kann der Inhalt dieses Körpers dann leicht in bekannter Weise ermittelt werden.

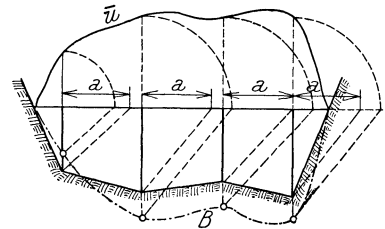


Abb. 92. Verfahren von Harlacher zur Ermittlung des Durchflusses

Nach dem Verfahren von Harlacher wird in der in der Abb. 92 angedeuteten Weise über der Wasserspiegellinie des Querschnittes die Linie der mittleren Geschwindigkeiten in den Meßlotrechten  $\bar{u}$  gezeichnet und hierauf im Wasserspiegel nach rechts die beliebige Strecke  $a$  und die jeweilige Geschwindigkeit  $\bar{u}$  aufgetragen. Vom Endpunkt der Strecke  $a$  wird eine Gerade zur Sohle und eine Parallele dazu durch den Endpunkt von  $\bar{u}$  gezogen, die auf den Lotrechten die Strecke  $x$  abschneidet und hierauf in der in der Abb. 92 ersichtlichen Weise die Linie  $B$  gezogen und der Inhalt der Fläche  $F_x$  zwischen  $B$  und dem Spiegel planimetrisch oder mit einer Summenlinie ermittelt. Bei dieser Konstruktion gilt in jeder Lotrechten, wenn die Wassertiefe mit  $h$  und die Breite mit  $b$  bezeichnet wird; die Beziehung

$$a : h = \bar{u} : x \quad (104)$$

oder

$$x = \frac{\bar{u} h}{a} \quad (105)$$

und es ist

$$F_x = \int x db = \frac{1}{a} \int \bar{u} h db = \frac{1}{a} \int dq = \frac{Q}{a} \quad (106)$$

und es folgt daher für den Durchfluß

$$Q = F_x \cdot a \quad (107)$$

Auch ein rein zeichnerisches Verfahren von Pawelka eignet sich gut zur Ermittlung des Durchflusses; man trägt dabei, ähnlich wie beim Verfahren von Harlacher, den Meßquerschnitt mit den Meßlotrechten auf, halbiert deren Abstand und erhält so die zu jeder Lotrechten gehörigen Querschnittstreifen. Nun denkt man sich alle Querschnittstreifen mit ihrem Wasserpiegel auf den Wasserstand der ersten Lotrechten verschoben und deutet dies in der Zeichnung (Abb. 93) durch ein Verschieben der Mittelpunkte der Sohlenvielecksseiten um

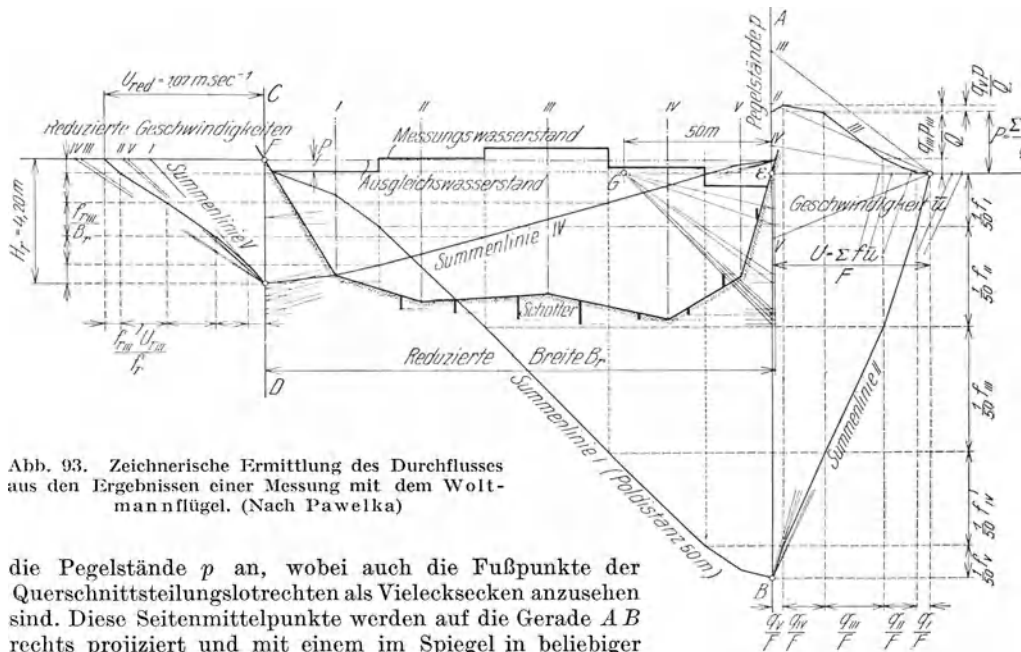


Abb. 93. Zeichnerische Ermittlung des Durchflusses aus den Ergebnissen einer Messung mit dem Woltman n-flügel. (Nach Pawelka)

die Pegelstände  $p$  an, wobei auch die Fußpunkte der Querschnittsteilungslotrechten als Vieleckseiten anzusehen sind. Diese Seitenmittelpunkte werden auf die Gerade  $AB$  rechts projiziert und mit einem im Spiegel in beliebiger Entfernung (z. B.  $x = 50$  m) angenommenen Pol die Flächensummenlinie I (vgl. S. 123) gezeichnet. Die Ordinaten dieser Summenlinie, mit der Poldistanz  $x$  multipliziert, geben die gesuchten Flächen.

Vom Schnittpunkte  $E$  der Spiegellinie der ersten Meßlotrechten mit  $AB$  trägt man nun nach rechts die früher ermittelten mittleren Geschwindigkeiten  $\bar{u}$  der Lotrechten (alle vom Punkte  $E$  aus) auf und ermittelt dann die Durchflüsse und die mittlere Geschwindigkeit  $U$  des ganzen Querschnittes. Diese Aufgabe kommt wieder auf eine Flächenermittlung mittels Summenlinie hinaus; man hat nur die Flächen der Rechtecke mit den Grundlinien  $\frac{1}{50} f$  und den Höhen  $\bar{u}$  zu ermitteln (hieszu sind die Rechtecke selbst nicht zu zeichnen, denn die Basisstrecken der Rechtecke sind schon auf  $AB$  aufgetragen und die Höhen der Rechtecke, die auf die Wagrechte durch den Spiegel der ersten Meßlotrechten zu projizieren wären, sind schon die von  $E$  aus aufgetragenen Geschwindigkeiten  $\bar{u}$  und weiter die mittlere Geschwindigkeit im Querschnitte, also die Höhe eines Rechteckes von der Grundlinie  $\frac{1}{50} f$  und der Fläche  $\Sigma \frac{1}{50} f \bar{u}$  zu bestimmen. Als Poldistanz wählt man diesmal  $\frac{1}{50} F$ , so daß die Endordinate der Summenlinie sofort die gesuchte mittlere Geschwindigkeit  $U = \Sigma \frac{1}{50} f \bar{u} : \frac{1}{50} F$  ergibt. Die den Querschnittstreifen entsprechenden Ordinatenunterschiede der Summenlinie II haben dann die Größe

$$(108) \quad \frac{\frac{1}{50} f \bar{u}}{\frac{1}{50} F} = \frac{f \bar{u}}{F} = \frac{q}{F}$$

und die Endordinate ist, wie verlangt

$$(109) \quad \frac{\Sigma \frac{1}{50} f \bar{u}}{\frac{1}{50} F} = \frac{\Sigma q}{F} = U$$

Auf der Lotrechten  $AB$  trägt man dann von  $E$  aufwärts, am besten 5- bis 10fach vergrößert, die Pegelstände  $p$  der einzelnen Lotrechten (+ aufwärts, — abwärts) auf und denkt sich, ähnlich wie früher, die Rechtecke mit den Grundlinien  $\frac{q}{F}$  und den Höhen  $p$  gezeichnet und sucht nun mit der Summenlinie III deren Flächensumme und die Höhe des flächengleichen Rechteckes mit der Grundlinie  $U$ . Als Poldistanz wählt man daher bei dieser Summenlinie  $U$ , so daß die Endordinate der entsprechenden Summenlinie III

$$\frac{\Sigma \frac{qp}{F}}{U} = \frac{\Sigma qp}{Q} = P \quad (110)$$

den gesuchten Pegelstand des mittleren Messungswasserstandes gibt, der entsprechend der Vergrößerung der aufgetragenen  $p$ , nun verkleinert vom Wasserstand der ersten Meßlotrechten aus aufgetragen wird (+ aufwärts, — abwärts).

Auf diesen Messungswasserstand sind nun die gemessenen mittleren Geschwindigkeiten  $\bar{u}$  in den einzelnen Meßlotrechten zu reduzieren (vgl. S. 91).

Die Einzeichnung des mittleren Messungswasserstandes bedingt eine Richtigstellung der Sohlenvielecksseitenhalbierung an beiden Ufern und es wird nun neuerdings der Inhalt  $F_r$  des reduzierten Messungsquerschnittes mit Hilfe der Summenlinie IV ermittelt, wobei als Poldistanz die Spiegelbreite  $B_r$  des früher ermittelten mittleren Messungswasserstandes verwendet wird. Alle Konstruktionen, die sich nun auf den reduzierten Querschnitt beziehen, werden der Übersichtlichkeit halber auf die linke Seite des Querschnittes verlegt. Die Ordinatenunterschiede der Summenlinie IV haben dann die Größe  $\frac{f_r}{B_r}$  und ihre Endordinate ist

$$\frac{\Sigma f_r}{B_r} = \frac{F_r}{B_r} = H_r \quad (111)$$

also die mittlere Tiefe des reduzierten Querschnittes.

Vom Schnittpunkte  $F$  des mittleren Messungswasserstandes mit der Lotrechten  $CD$  werden nun ähnlich wie früher die reduzierten Geschwindigkeiten  $\bar{u}_r$  alle von  $F$  aus nach links aufgetragen und man betrachtet diese aufgetragenen Geschwindigkeiten als Projektionen der Höhen von Rechtecken, mit den Grundlinien  $\frac{f_r}{B_r}$  und den Höhen  $\bar{u}_r$ . Wird jetzt mit der Poldistanz  $H$  die Summenlinie V gezeichnet, so hat die Endordinate die Größe

$$\frac{\Sigma \frac{f_r}{B_r} \bar{u}_r}{H_r} = \frac{\Sigma f_r \bar{u}_r}{B_r H_r} = \frac{Q_r}{F_r} = U_r \quad (112)$$

sie gibt also die gesuchte mittlere Geschwindigkeit im Querschnitte an, die mit dem reduzierten Querschnitt  $F_r$  multipliziert, den zum mittleren Messungswasserstand gehörigen Durchfluß  $Q$  liefert.

**Der Meßschirm.** Zur Messung mit dem Meßschirm ist ein Gerinne mit ganz regelmäßigem Querschnitt und mit einer Länge von wenigstens 20 bis 30 m erforderlich. Auf den Bordrändern des Gerinnes werden Schienen verlegt, auf denen ein möglichst leicht beweglicher Wagen fährt, der einen leichten Schirm trägt, welcher ins Wasser taucht und den Querschnitt abschließt, ohne am benetzten Umfange zu streifen. Wird der Schirm ins Wasser gesenkt, so schleppt ihn das Wasser mit seiner mittleren Abflußgeschwindigkeit fort und diese kann ermittelt werden. Der Meßschirm ist einigemale benützt worden, hat sich aber als Meßgerät nicht durchgesetzt; in Deutschland und Österreich steht gegenwärtig keiner mehr in Verwendung.

**Die Pitotsche Röhre.** Die Pitotsche Röhre, mit der in verschiedenen Meßpunkten die Geschwindigkeitshöhen gemessen werden, aus denen die Geschwindigkeiten berechnet werden können, wird gegenwärtig nur in Versuchsanstalten benützt.

**Die Salzungsmethode.** Die Salzungsmethode eignet sich hauptsächlich für sehr unregelmäßige Gerinne, in denen das Messen mit Geräten unmöglich ist; sie besteht darin, daß dem zu messenden Durchfluß längere Zeit hindurch gleich-



mäßig eine Salzlösung bekannter Konzentration beigemischt wird. Weiter unter der Einführungsstelle des Salzwassers werden Proben entnommen und es wird durch Titrieren mit einer Silbernitratlösung der Kochsalzgehalt bestimmt und die Verdünnung der Salzlösung und schließlich der Durchfluß ermittelt. Beträgt der Durchfluß  $Q$  m<sup>3</sup>/sec und wird in der Sekunde die Salzwassermenge  $q$  m<sup>3</sup>/sec mit dem Salzgehalt  $s$  kg/m<sup>3</sup> eingeleitet, so gilt, wenn  $S$  (kg/m<sup>3</sup>) den Salzgehalt des Gemisches bedeutet, da die Gesamtsalzmenge, die in der Sekunde durchläuft, unverändert bleibt,

$$(113) \quad q s = (Q + q) S$$

und es beträgt der Durchfluß

$$(114) \quad Q = q \left( \frac{s}{S} - 1 \right)$$

Als Indikator wird beim Titrieren chromsaurer Kalium verwendet, das im Augenblick, in dem alles Kochsalz sich mit der zugesetzten Silbernitratlösung zu weißem Chlorsilber verbunden hat, braunes Chromsilber bildet. Das Verfahren ist genau, erfordert aber viel Salz und eignet sich daher nur für kleine Durchflüsse und nur dann, wenn eine vollständige Durchmischung des Wassers mit der zugesetzten Salzlösung vor der Entnahmestelle der Proben gewährleistet ist.

Ermittlung des Durchflusses aus der Oberflächengeschwindigkeit. Vielfach, besonders bei Hochwasser, können keine vollständigen Flügelmessungen ausgeführt werden; man mißt dann nur an mehreren Stellen eines Querschnittes die Oberflächengeschwindigkeiten mit dem Schleppflügel oder mit Schwimmern.

Vom Hydrographischen Zentralbureau in Wien wird (vgl. S. 82), wie schon erwähnt worden ist, bei allen Messungen das Verhältnis

$$(115) \quad a = \frac{\sum f \bar{u}}{\sum f u_0}$$

das in der Regel zwischen 0,8 und 1 liegt, festgestellt und veröffentlicht und man kann, wenn dieser Wert bekannt ist, den Durchfluß  $Q$  aus der Beziehung

$$(116) \quad Q = a \sum f u_0$$

rechnen.

Ein Schleppflügel ist in der Abb. 89 dargestellt; über die Messung mit einem solchen Gerät ist nichts Besonderes zu erwähnen. Die Anzeige der Umläufe erfolgt wie bei den anderen Woltmannflügeln durch elektrische Signale. Vielfach werden zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit Schwimmer angewendet, die möglichst wenig über das Wasser emporragen sollen, da sonst Luftströmungen zu sehr stören; um sie gut sichtbar zu machen, werden entweder farbige, glänzende Glaskugeln oder Holzscheiben mit kleinen Fähnchen verwendet.

Vor Inangriffnahme einer Schwimmermessung wird der Meßquerschnitt abgesteckt, gepeilt, etwa je eine Flußbreite oberhalb und unterhalb ein weiterer Querschnitt festgelegt und die Situation des gesamten Meßgebietes aufgenommen. Oberhalb des obersten Querschnittes werden die Schwimmer an verschiedenen Stellen ins Wasser gesetzt und nun sowohl die Durchgangsstelle als auch die Durchgangszeit in jedem der drei Querschnitte gemessen. Hierzu wird ein zur Winkelmessung eingerichtetes Gerät außerhalb der drei Querschnittsebenen aufgestellt und der Standpunkt gegen die drei Querschnitte genau eingemessen. In jedem Querschnitt steht ein Beobachter, der den Durchgang des Schwimmers durch ein Signal, Pfeifen oder Winken, anzeigt. Der Beobachter am Instrument verfolgt den Schwimmer, und im Augenblick, als ein Durchgang angezeigt wird, liest ein zweiter Beobachter den Winkel am Horizontalkreis und die Durchgangszeit am Chronoskop ab. Das Verfolgen des Schwimmers ist sehr schwierig und erfordert viel Geschicklichkeit. Die

Wege der Schwimmer werden in die Situation der Meßstelle eingetragen, hierauf die Weglängen bestimmt und aus der Differenz der Durchgangszeiten dann die Oberflächengeschwindigkeit an der Durchgangsstelle im Meßprofil errechnet; hiebei werden als Geschwindigkeiten im Querschnitte die arithmetischen Mittel jener in den Meßstrecken ober- und unterhalb angesehen.

Schwimmermessungen sind sehr ungenau und verdienen eigentlich nicht die Bezeichnung als Messung; sie sind lediglich Notbehelfe.

Die Genauigkeit der Durchflußmessungen nach verschiedenen Verfahren. Die Frage nach der Genauigkeit der Durchflußmessungen hat die Ingenieure aus naheliegenden Gründen viel beschäftigt und das große Interesse an dieser Frage hat sie zu wiederholten Malen dazu veranlaßt, vergleichende Messungen anzustellen. So wurden z. B. im Kraftwerk Ackersand an der Saaser Visp vergleichende Messungen mit Woltmannflügel, Meßschirm und nach der chemischen Salzungsmethode angestellt, die folgende Ergebnisse hatten:

Messung:	Meßüberfall	Woltmannflügel	Meßschirm	Salzung
Durchfluß:	1339,0	1371,5	1303,0	1356,5 1/sec
„	1312,0	1291,0	1299,0	1305,2 „

Versuche im Kraftwerk Amsteg ergaben die folgenden Durchflüsse:

Messung:	Eichung,	Meßüberfall,	Flügel,	Salzung
	nach Rehbock	Normen d. S. I. A. V.		
Durchfluß:	1182	1184	1188	1197
„	2128	2127	2144	2134
„	3204	3211	3242	3210
„	4371	4335	4373	4344
				4399

Diese Überprüfungsversuche haben erwiesen, daß die Durchflußermittlung bei sachgemäßer, sorgfältiger Messung auf die verschiedensten Weisen zuverlässig und genau möglich ist und daß die üblichen Meßverfahren einander hinsichtlich Genauigkeit ziemlich gleichwertig sind.

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik, 2. Aufl. Leipzig. 1923. — Hartmann, O.: Die Möglichkeit mathematischer Berechnung sekundlicher Wassermengen und Geschwindigkeiten usw. Abhandlungen der bayr. Landesstelle für Gewässerkunde, München 1927. — Ott, A.: Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen. Wasserkraft-Jahrbuch 1924 (mit reichen weiteren Quellenangaben). — Schoklitsch, A.: Graphische Hydraulik. Sammlung math.-phys. Lehrbücher. Bd. 21. B. G. Teubner. 1923. — Staus, A., und Sanden, R. v.: Der kreisrunde Überfall und seine Abarten. Das Gas- und Wasserfach, 69, S. 566, 1926, mit reichlichen weiteren Quellenangaben. — Staus, A.: Der Genauigkeitsgrad von Flügelmessungen bei Wasserkraftanlagen. Berlin: J. Springer. 1926. — Derselbe: Überfallversuche. Dreieckiger, trapezförmiger, rechteckiger und kreisrunder Überfall. Das Gas- und Wasserfach, 67, S. 371. 1924. — Weyrauch, R.: Hydraulisches Rechnen. 5. Aufl. Wittwer. 1921.

## b) In Rohrleitungen

Die Durchflußmessung mit dem Woltmannflügel hat so wie in offenen Gerinnen auch in Rohrleitungen weite Verbreitung erlangt. Um irgend einen Durchfluß in einem Rohr zu ermitteln, werden die Geschwindigkeiten in einer Anzahl von Punkten des Querschnittes gemessen und aus ihnen dann der Durchfluß berechnet. Die Austeilung der Meßpunkte über den Querschnitt erfolgt entweder nach dem Verfahren von Verkstaden oder nach jenem von H. Dufour; bei beiden wird stets auch in der Röhrenachse gemessen und es wird eine Anzahl von Meßpunkten möglichst nahe an die Rohrwand gelegt. Beim ersteren Verfahren wird eine Flügelstange verwendet, die um einen Punkt verschwenkbar und überdies verschiebbar

ist, so daß alle Punkte des Meßquerschnittes vom Flügel bestrichen werden; beim Verfahren von Dufour werden die Geschwindigkeiten nur längs zwei zueinander senkrechten Durchmessern gemessen. Eine Meßeinrichtung nach dem Verfahren von Dufour ist in den Abb. 94 und 95 dargestellt (vgl. auch Abb. 97); das Verschieben der Stange mit dem Flügel geschieht mit einem Flaschenzug, weil

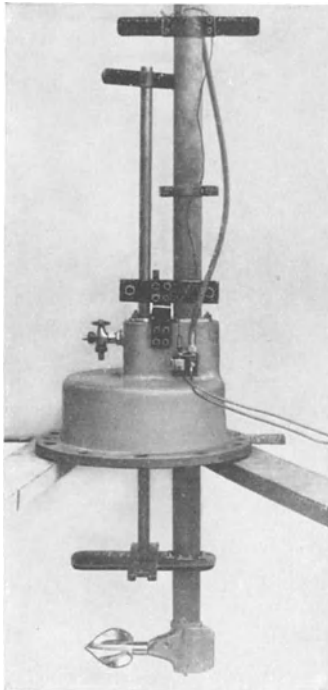


Abb. 94. Einrichtung für die Messung nach H. Dufour. (A. Ott, Kempten)

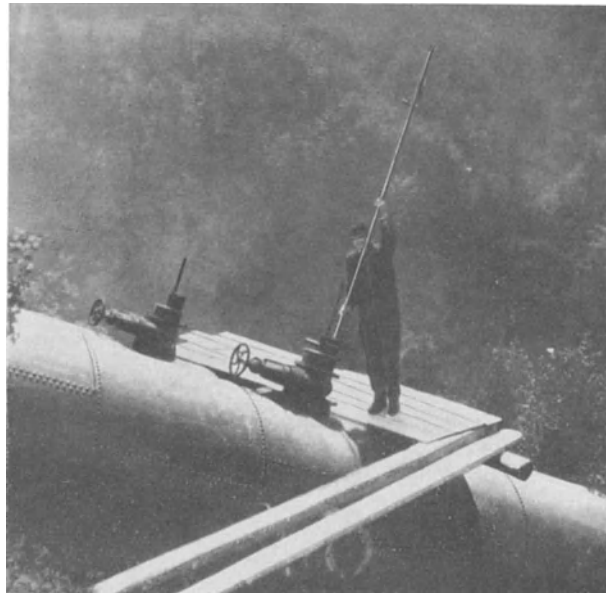


Abb. 95. Meßstelle für die Durchflußmessung nach H. Dufour. (A. Ott, Kempten)

der Wasserdruck auf die Stange in radialer Richtung in der Regel so groß ist, daß ein Verschieben und Festhalten mit der Hand unmöglich ist. Soll die Messung in sehr kurzer Zeit erledigt werden, so können auch Flügelstangen mit mehreren Flügeln

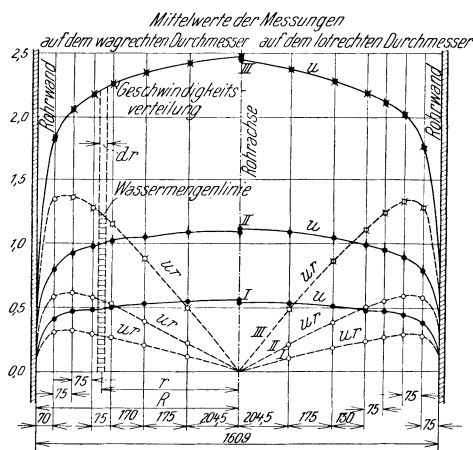


Abb. 96. Zeichnerische Auswertung einer Durchflußmessung nach dem Verfahren von H. Dufour in einem Druckrohr. (A. Ott, Kempten)

in das Rohr geschoben werden; die Umlaufgeschwindigkeit der Flügel wird dann auf Papierstreifen durch Chronographen aufgezeichnet. Die Ermittlung des Durchflusses aus den Ergebnissen der Messung geschieht beim Verfahren von Verkstadten durch Zeichnen und Planimetrieren der Linien gleicher Geschwindigkeiten. Beim Verfahren von H. Dufour werden die längs eines Radius gemessenen Geschwindigkeiten aufgetragen und es wird angenommen, daß diese Geschwindigkeitsverteilung für einen Quadranten des Querschnittes gilt. Durch einen ringförmigen Teil des Rohrquerschnittes fließt (mit den Bezeichnungen der Abb. 96) die Wassermenge

$$(117) \quad dq = 2r\pi dr \cdot u$$

und der Durchfluß durch den ganzen Querschnitt beträgt

$$Q = \int_0^R 2r\pi u dr = 2\pi \int_0^R ur dr \quad (118)$$

Dieses Integral wird zeichnerisch ausgewertet, indem für mehrere  $r$  die zugehörigen Geschwindigkeiten  $u$  ermittelt, die Produkte  $ur$  gerechnet und aufgetragen werden. Die Fläche zwischen der Abszissenachse und der Wassermengenlinien ( $ur$ ) stellt dann das Integral  $\int_0^R ur dr$  vor, das mit  $2\pi$  multipliziert, den Durchfluß durch den ganzen Querschnitt ergibt.

Die Ermittlung des Durchflusses aus den Geschwindigkeiten, die nur längs eines Durchmesser gemessen wurden, ist in der Regel ungenau, weil die Linien gleicher Geschwindigkeiten meistens keine konzentrischen Kreise sind.

Vielfach wird der Woltmannflügel nicht nur zur fallweisen Messung des Durchflusses, sondern zur laufenden Aufschreibung oder Zählung verwendet. Wurden nach dem Verfahren von Dufour Durchflüsse gemessen, so ist der Zusammenhang zwischen Durchfluß und Geschwindigkeit an irgend einer Stelle, z. B. in der Rohrachse, bekannt und man kann aus der Anzeige des in der Rohrachse festgestellten Flügels sofort auf den Durchfluß schließen. In der Abb. 97 ist eine solche Einrichtung schematisch dargestellt; da der Flügel ständig umläuft, werden durch einen von einer beliebigen Stelle aus einschaltbaren Öler die Lager zeitweise geölt.

Einen anderen Einbau eines Woltmannflügels für laufende Messung veranschaulichen die Abb. 98 und 99; eine solche Einrichtung muß besonders geeicht werden, indem bei

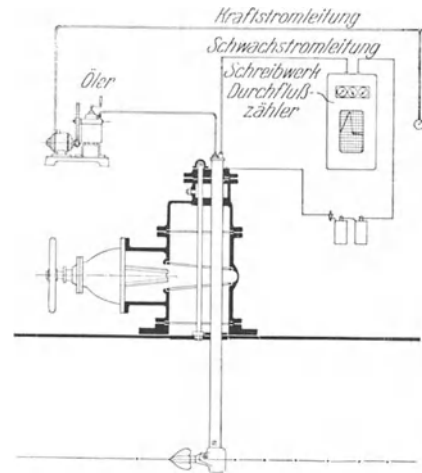


Abb. 97. Messung des Durchflusses in Druckrohren nach dem Verfahren von H. Dufour. (Nach A. Ott, Kempten)

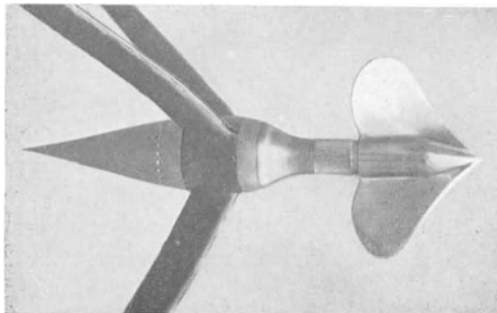


Abb. 98. Woltmannflügel für festen Einbau in eine Druckrohrleitung. (A. Ott, Kempten)

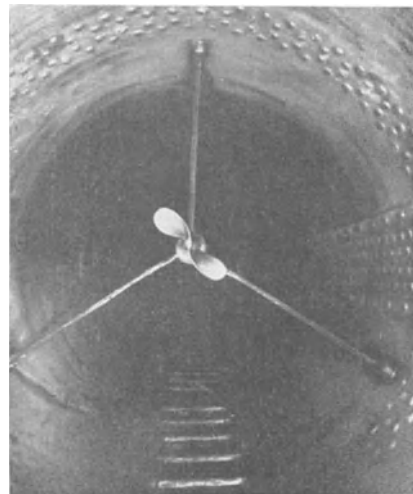


Abb. 99. Einbau eines Woltmannflügels in einer Druckrohrleitung als Wassermesser. (A. Ott, Kempten)

verschiedenen Durchflüssen die Flügelumläufe beobachtet und gleichzeitig an irgend einer Stelle im Rohr, im offenen Zulauf oder Ablauf die Durchflüsse gemessen werden.

Bei kleineren Rohrdurchmessern werden Woltmannflügel verwendet, die im Versuchsraum vorgeeicht sind (Abb. 100). Sie erhalten entweder ein Zählwerk, das den Durchfluß fortlaufend zählt oder sie können auch selbstschreibend ausgestaltet werden. Müssen solche Wassermesser unmittelbar hinter Krümmern eingebaut werden, so erhalten sie Strahlregler eingebaut. Da die Woltmann-Wassermesser umlaufende Teile besitzen, gibt es für jeden Messer eine Geschwindigkeit des Durchflusses, bei der er wegen der Lagerreibung eben nicht mehr umläuft; seine Anzeige bei Geschwindigkeiten nahe dieser sind daher ungenau. Solche Wassermesser verursachen je nach der Durchflußgeschwindigkeit Druckverluste bis zu etwa 0,5 m Wassersäule.

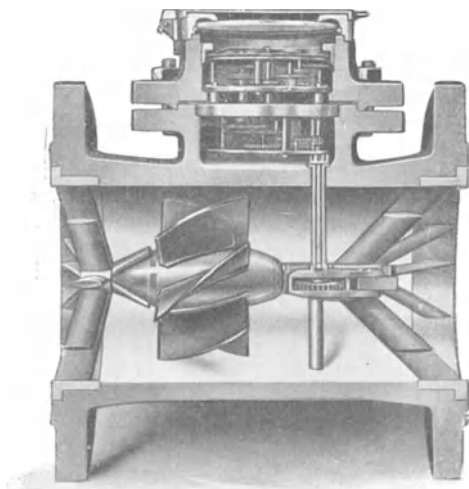


Abb. 100. Woltmann-Wassermesser (Siemens und Halske)

Flügelradwassermesser werden für kleine Rohrdurchmesser, wie sie bei den Hausanschlüssen



Abb. 101. Zulauf des Wassers zum Flügelrad durch den Leitring. (Siemens und Halske)

der Wasserleitungen vorkommen, verwendet; bei ihnen wird, wie es die Abb. 101 und 102 veranschaulichen, durch Bohrungen eines Leitringes das Wasser auf ein Flügelrädchen geleitet, das ähnlich einer Turbine umläuft und das Zählwerk antreibt. Die Anzeige wird, so wie beim Woltmannwassermesser, bei ganz kleinen Durchflüssen ungenau.

Wassermesser werden als sogenannte Trockenläufer und als Naßläufer aus-

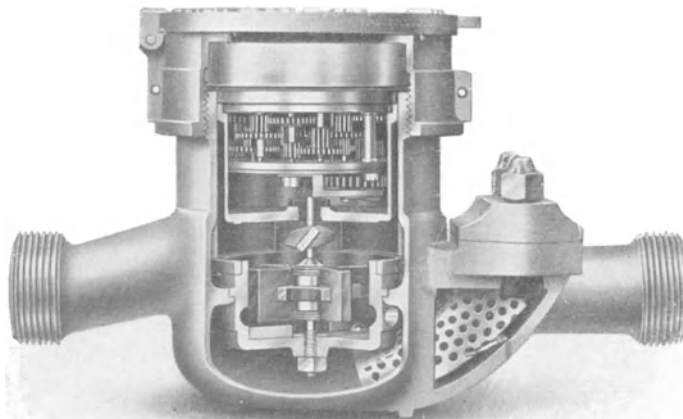


Abb. 102. Flügelradwassermesser. (Siemens und Halske)

gebildet; bei den ersteren laufen die Zahnräder des Zählwerkes und die Zeiger in der Luft, bei den letzteren im Wasser. Naßläufer sind im Ankauf und Betrieb billiger als Trockenläufer; da sich das Zifferblatt im Laufe der Zeit mit Verunreinigungen aus dem Wasser beschlägt, müssen sie manchmal gereinigt werden, wenn sie auch noch nicht instandsetzungsbedürftig sind. Sie erfahren aus diesem Grund eine bessere Wartung als Trockenläufer, die meist erst ausgewechselt werden,

wenn sie versagen. Bei den Wasserwerken stehen jetzt fast nur noch Naßläufer in Verwendung.

Woltmann- und Flügelradmesserkombinationen. Schwankt in einer Rohrleitung der zu messende Durchfluß zwischen 0 und dem zulässigen Höchst-

durchfluß und wird auf die einwandfreie Messung der ganz kleinen Durchflüsse Wert gelegt, so müssen besondere Einrichtungen geschaffen werden, weil die Meßfehler eines Woltmannwassermessers, die bei größeren Durchflüssen  $\pm 2$  v. H. betragen, bei kleinen Durchflüssen wesentlich größer werden. Man schaltet dann, wie es die Abb. 103

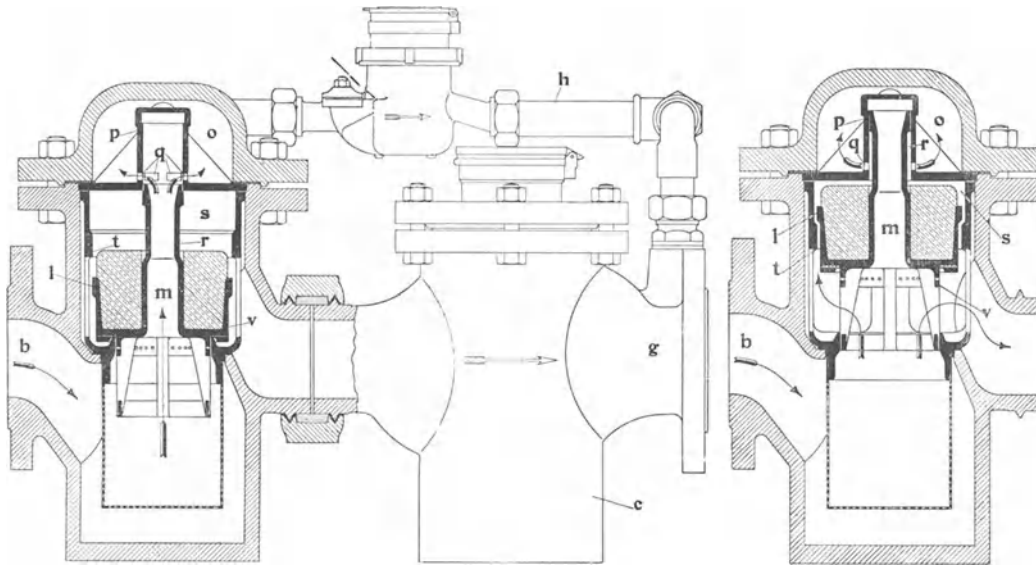


Abb. 103. Wassermesserkombination mit selbsttätigem Umschaltventil. (Siemens und Halske, Berlin)

und 104 veranschaulichen, parallel zum Hauptwassermesser einen kleinen Nebenswassermesser, der die kleinen Durchflüsse dann auch mit der erforderlichen Genauigkeit mißt. Die Umschaltung des Durchflusses von einem Messer auf den anderen erfolgt selbsttätig durch ein hydraulisch gesteuertes Umschaltventil. Zur Umschaltung wird der Druckverlust in den Wassermessern ausgenutzt; ist das Ventil in Ruhelage, so strömt das Wasser über *b* durch *m* und die Bohrungen *q* in die Kammer *o*, von dort weiter durch den Nebensmesser *f* und die Umgangsleitung *h* und gelangt in den Auslauf des Hauptmessers. Im Raume unter dem Ventil *v* herrscht derselbe Druck wie im Einlaufe *b* und im Raume *s* über dem Ventilkörper herrscht wieder derselbe Druck wie hinter dem Nebensmesser. Steigt der Durchfluß, so nimmt der Druckverlust im Nebensmesser *f* zu und im selben Maße auch der Überdruck unter dem Ventil *v*, das sich hebt und den Durchfluß zum Hauptmesser *c* leitet. Gleichzeitig deckt die Gleitfläche *l* des Ventiles die Ringfläche *t* ab und der Mittelteil *m* des Ventiles *v* schließt die Öffnungen in der Büchse *p*, so daß kein Wasser zum Nebensmesser *f* gelangen kann. Nimmt der

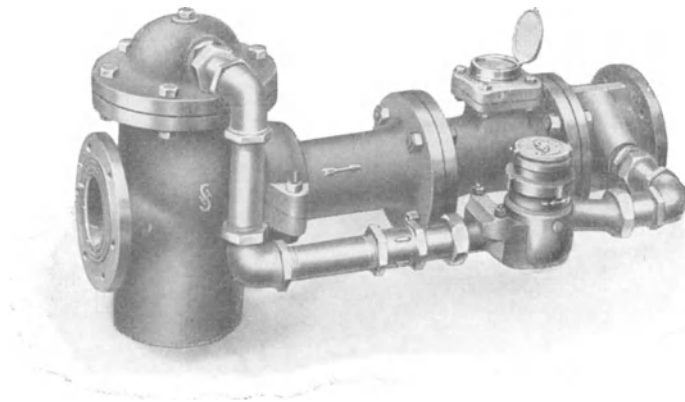


Abb. 104. Wassermesserkombination mit selbsttätigem Umschaltventil. (Siemens und Halske)

Nimmt der

Durchfluß weiter zu, so steigt das Ventil  $v$  weiter und gibt den Weg zum Nebemesser wieder frei, so daß schließlich das Wasser durch beide Messer läuft.

Die Volumenwassermesser kommen zur Anwendung, wo es in kleinen Rohren auf große Genauigkeit ankommt. Als Beispiel sei der in Abb. 105 dargestellte Scheibenwassermesser angeführt, bei dem das durchlaufende Wasser eine schwankende Scheibe (in der Abbildung schräg stehend) in Umlauf setzt, die das Zählwerk betätigt. Diese Scheibe bewegt sich schon bei den kleinsten Durchflüssen und mißt daher tatsächlich das durchlaufende Wasservolumen.

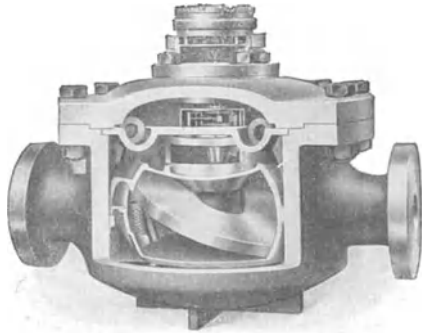


Abb. 105. Scheibenwassermesser. (Siemens und Halske)

Der Venturimesser wurde von C. Herschel als Wassermesser eingeführt und nach G. B. Venturi benannt, der als erster auf die Druckabnahme in konisch verjüngten Rohren aufmerksam gemacht hat. Wenn in einem solchen

Wassermesser auf die beiden Querschnitte 1 und 2 (Abb. 106) das Bernoullische Theorem angewendet wird, so hat man

$$(119) \quad \frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{U_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{U_2^2}{2g}$$

oder

$$(120) \quad U_2^2 - U_1^2 = 2g \left[ \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + z_1 - z_2 \right]$$

und weiter, weil  $U_1 F_1 = U_2 F_2$  ist,

$$(121) \quad U_2 = \sqrt{\frac{2g}{1 - \frac{F_2^2}{F_1^2}} \left( \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + z_1 - z_2 \right)}$$

Der Durchfluß beträgt

$$Q = U_2 F_2 = \sqrt{\frac{F_1^2 F_2^2}{F_1^2 - F_2^2} 2g \left( \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + z_1 - z_2 \right)} \quad (122)$$

und kann berechnet werden, weil alle Werte unter dem Wurzelzeichen bekannt bzw. leicht meßbar sind. Liegt der Venturimesser wagrecht und wird die Druck-

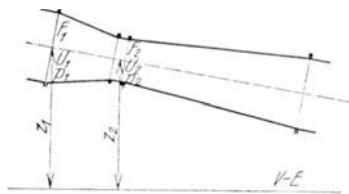


Abb. 106. Venturirohr

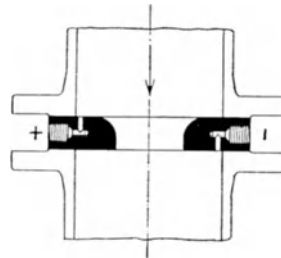


Abb. 107. Meß-Flansch. (Bopp und Reuther)

differenz  $h = \frac{p_1 - p_2}{\gamma}$  in Metern Wassersäule gemessen, wie es in der Regel der Fall ist, so vereinfacht sich die Gleichung für den Durchfluß zu

$$(123) \quad Q = \frac{F_1 F_2}{\sqrt{F_1^2 - F_2^2}} \sqrt{2gh} = a \sqrt{h}$$

Der tatsächliche Durchfluß ist, weil der Durchfluß nicht reibungslos vor sich geht, etwas kleiner und beträgt

$$Q = \mu \frac{F_1 F_2}{\sqrt{F_1^2 - F_2^2}} \sqrt{2gh} = \beta \sqrt{h} \quad (124)$$

$\mu$  ist der sogenannte Venturibeiwert, der von der Form des konischen Rohres abhängt und etwa zwischen 0,95 und 1,0 liegt; nur bei ganz kleinen Durchflüssen sinkt  $\mu$  stark und in diesem Bereiche wird daher die Anzeige des Messers unverläßlich.

Das sich wieder erweiternde Rohr wird für die Durchflußmessung nicht benötigt und wird nur angeschlossen, um den Durchfluß von der Geschwindigkeit in der Kehle möglichst verlustlos auf jene in der weiteren Rohrleitung zu verzögern. Wird kein allmählich sich erweiterndes Rohr an die Kehle angeschlossen (Abb. 107), so treten erhebliche Druckverluste auf.

In den Abb. 108 bis 112 sind ver-

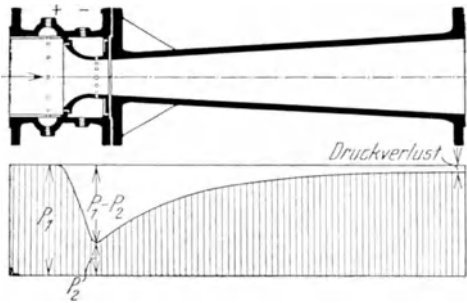


Abb. 108. Venturiwassermesser von Bopp und Reuther und Verlauf des Druckes längs des Venturirohres

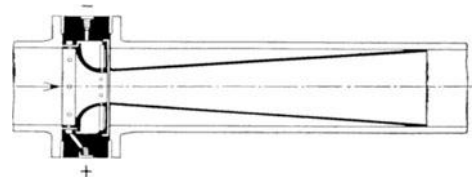


Abb. 109. Venturiwassermesser von Bopp und Reuther als Einsatz in eine Rohrleitung

schiedene Ausführungsformen solcher Messer wiedergegeben. Die Querschnittsverjüngung nach Abb. 108 und 109 soll etwas kleineren Druckverlust ergeben als jene nach Abb. 110. Der Druckunterschied  $p_1 - p_2$  wird entweder an einem einfachen Differentialmanometer abgelesen (Abb. 111), wobei das Manometer statt der Druckdifferenz gleich den zugehörigen Durchfluß angeben kann, oder es wird ein Zeigerwerk durch ein besonders ausgebildetes Differentialmanometer betätigt und schließlich kann der Manometer auch selbstschreibend ausgeführt werden (Abb. 110).

Bei Kraftanlagen wird der Venturimesser

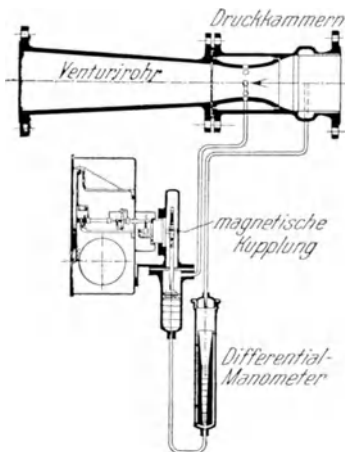


Abb. 110. Selbstschreibender Venturiwassermesser (Siemens und Halske, Berlin, Wien)

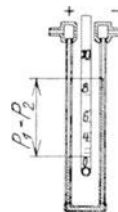


Abb. 111. Differentialmanometer (Bopp und Reuther)

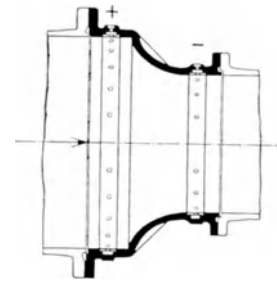


Abb. 112. Venturimeßdüse. (Bopp und Reuther, Mannheim)

mit Vorteil dort in die Rohrleitung eingeschaltet, wo sie vor den Turbinen auf jeden Fall verjüngt werden müßte; das konisch sich erweiternde Rohr entfällt dann (Abb. 112). In sehr weiten Eisenbetonrohren oder in Druckstollen werden nur die



Querschnitte, an denen der Druck abgenommen wird, aus Eisen hergestellt, der übrige Messer wird aus Eisenbeton ausgeführt.

Um vor Zufälligkeiten geschützt zu sein, erfolgt die Druckabnahme in den Meßquerschnitten durch eine Anzahl über den Umfang verteilter feiner Bohrungen.

Wie man in der Abb. 108 deutlich erkennen kann, verursacht jeder Venturimeter, der in die laufende Leitung eingebaut wird, einen Druckverlust, der etwa bis zu 15 v. H. des Druckunterschiedes  $p_1 - p_2$  betragen kann.

Die Salzungsmethode. Die Messung mit Salzung geschieht bei Rohrleitungen ebenso wie bei offenen Gerinnen.

Literatur: Allen, C. M., and Taylor, E. A.: The Salt Velocity Method of Water Measurement. Die Wasserkraft, 19, S. 297. 1924. — Braun, W.: Die Messung strömender Wassermengen auf chemischem Wege. Dissertation. München 1924. (Nicht im Buchhandel.) — Dufour, H.: Flügelwassermessungen in Druckrohrleitungen. Schw. Bauztg., 84, S. 39. 1924. — Epper, J.: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern 1907. — Gibson, N. R.: The Gibson-Method and Apparatus for Measuring the flow of Water in Closed Conduites. Trans. Am. Soc. Mech. Eng. 1920. — Groat, B. F.: Chemie-Hydrometry. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 80, Paper 1366. 1916. — Jakob, M.: Bestimmung von strömenden Gas- und Flüssigkeitsmengen aus dem Druckabfall in Röhren. Zeitschr. d. V. d. I. 66, S. 178, 864. 1922. — Jakob, M., und Erk, S.: Der Druckabfall in glatten Rohren und die Durchflußziffer von Normaldüsen. Forschungsarbeiten, H. 267. 1924. — Mann, V.: Beitrag zur Wassermessung mittels Meßschirmes. München: Oldenbourg. 1920. — Ott, L. A.: Theorie und Konstantenbestimmung der hydrometrischen Flügel. Berlin: J. Springer. 1925. — Derselbe: Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen. Wasserkraftjahrbuch, S. 283. 1924. — Pantell, K.: Das Gibsonsche Meßverfahren. Zeitschr. d. V. d. I., 68, S. 266, 662, 840. 1924. — Pawelka: Zschft. d. öst. Ing. Arch. Ver., S. 116. 1904. — Thoresen, H.: Wassermessungen bei großen Wassermengen. Die Wasserkraft, 19, S. 286, 441. 1924. — Derselbe: Die Turbinen der Raanassfoss-Wasserkraftanlage, Norwegen. Zeitschr. d. V. d. I., 68, S. 373. 1924. — Treiber, E.: Wassermessung in Rohrleitungen. Die Wasserkraft, 19, S. 334. 1924.

### 15. Die stationäre, ungleichförmige Bewegung des Wassers

Ändern sich in einem Gerinne die mittleren Geschwindigkeiten in aufeinanderfolgenden Querschnitten, während die Spiegellage in jedem Querschnitte aber unveränderlich ist, so hat man die stationäre, ungleichförmige Bewegung. Diese stellt sich z. B. ein, wenn der Durchfluß in einem Gerinne aufgestaut wird oder wenn er über eine Stufe abstürzt und die zugehörigen Spiegellinien werden Stau- bzw. Senkungslinien genannt. Ihre näherungsweise, aber hinreichend genaue, Berechnung erfolgt in der Regel unter Vernachlässigung der Änderung der Geschwindigkeitshöhe in aufeinanderfolgenden Querschnitten, in dem die Bewegung zwischen zwei betrachteten Querschnitten als gleichförmig angesehen wird.

#### a) Die Staulinie und die Senkungslinie

Wenn in einem Gerinne das Wasser angestaut wird, so hebt sich bekanntlich der Wasserspiegel auf eine weite Strecke flußauf von der Staustelle, es bildet sich die sogenannte Staulinie aus, die theoretisch erst im Unendlichen den ursprünglichen Wasserspiegel berührt. Tatsächlich übertreffen die Stautiefen die ursprünglichen Wassertiefen aber schon in einiger Entfernung oberhalb der Staustelle nur mehr um ganz geringfügige Beträge, die praktisch belanglos sind; dort, wo nun dieser Unterschied nur mehr einige Zentimeter ausmacht, er also mit Rücksicht auf den Wellengang nicht mehr festgestellt werden kann, ist der Stau praktisch zu Ende. Um den Verlauf des Stauspiegels zu ermitteln, wird, wie schon erwähnt wurde, die Wasserbewegung im Stauraume mit hinreichender Genauigkeit als gleichförmig angesehen und für sie die allgemeine Beziehung

$$(60) \quad U = c J^\lambda h^\nu$$

angewendet, in der  $U$  die mittlere Geschwindigkeit,  $J$  das Spiegelgefälle,  $h$  die Wassertiefe und  $c$ ,  $\lambda$  und  $\nu$  Werte sind, die von der Beschaffenheit des benetzten Umfanges abhängen. Bezeichnet  $i$  das Sohlengefälle, so gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 113 die Beziehung

$$i dx = J dx + dh \quad (125)$$

oder

$$J = i - \frac{dh}{dx} \quad (126)$$

Vor Errichtung des Stauwerkes war  $J = i$ , das Wasser floß mit der Tiefe  $h_0$ ; da sich der Durchfluß über den Breitenmeter des Gerinnes durch den Stau nicht geändert hat, gilt daher, wenn das Gerinne sehr breit ist (Abb. 114),

$$q = c i^\lambda h_0^{\nu+1} = c \left( i - \frac{dh}{dx} \right)^\lambda \cdot h^{\nu+1} \quad (127)$$

und weiter, wenn  $\frac{\nu+1}{\lambda} = a$  gesetzt wird,

$$i dx = \frac{h^a}{h^a - h_0^a} dh \quad (128)$$

oder

$$\frac{i x}{h_0} = \frac{h}{h_0} - \frac{1}{a-1} \left( \frac{h_0}{h} \right)^{a-1} - \frac{1}{2a-1} \left( \frac{h_0}{h} \right)^{2a-1} - \dots + C = \Phi \left( \frac{h}{h_0} \right) + C \quad (129)$$

An der Staustelle  $x = 0$  beträgt die Wassertiefe  $h = H$ , so, daß an dieser Stelle

$$0 = \Phi \left( \frac{H}{h_0} \right) + C \quad (130)$$

gilt. Bezeichnet  $L$  die Stauweite vom Wehr flußauf, auf der die Wassertiefe von  $H$  auf  $h$  abnimmt, so hat man schließlich

$$L = \frac{h_0}{i} \left[ \Phi \left( \frac{h}{h_0} \right) - \Phi \left( \frac{H}{h_0} \right) \right] \quad (131)$$

Das ist die Gleichung der Staulinie; um ihre Auswertung zu erleichtern, ist in der Abb. 115 ihr Nomogramm mit einem eingetragenen Schlüssel dargestellt.

Ganz ähnlich erfolgt die Ermittlung der Senkungslinie, die entsteht, wenn Wasser über eine Stufe oder ein Wehr abfließt; dort gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 116

$$J dx = i dx + dh \quad (132)$$

oder

$$J = i + \frac{dh}{dx} \quad (133)$$

und ähnlich wie früher

$$i dx = - \frac{h^a}{h^a - h_0^a} dh \quad (134)$$

oder

$$\frac{i x}{h_0} = \frac{1}{a+1} \left( \frac{h}{h_0} \right)^{a+1} + \frac{1}{2a+1} \left( \frac{h}{h_0} \right)^{2a+1} + \dots + C = \Psi \left( \frac{h}{h_0} \right) + C \quad (135)$$

An der Stelle  $x = 0$  ist (Abb. 117)  $h = S$  und es gilt daher

$$0 = \Psi \left( \frac{S}{h_0} \right) + C \quad (136)$$

und man erhält schließlich für die Strecke  $L$ , auf der flußauf von der Stufe die Wassertiefe von  $S$  auf  $h$  zunimmt, die Gleichung

$$L = \frac{h_0}{i} \left[ \Psi \left( \frac{h}{h_0} \right) - \Psi \left( \frac{S}{h_0} \right) \right] \quad (137)$$

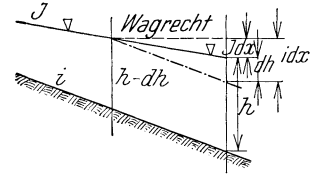


Abb. 113

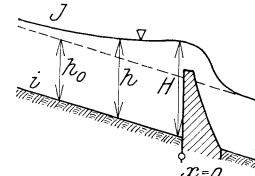


Abb. 114. Staulinie

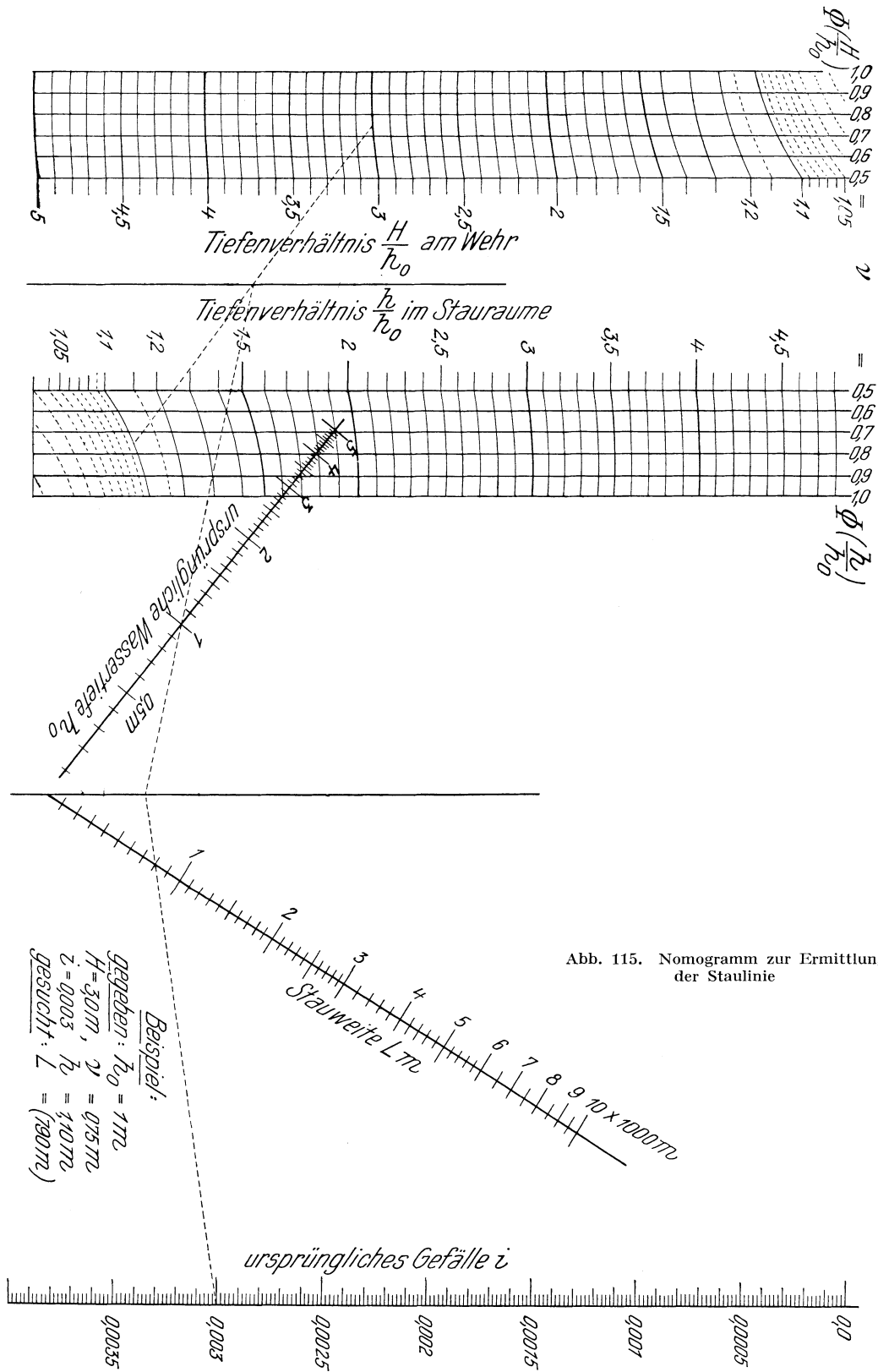


Abb. 115. Nomogramm zur Ermittlung der Staulinie

Für die Wassertiefe  $S$  an der Stelle  $x = 0$  empfiehlt J. Kozeny an eingeschotterten Wehren die Näherungsformel

$$S = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \tag{138}$$

anzuwenden, in der  $q$  den Abfluß über den Breitenmeter des Gerinnes darstellt.

Die früher abgeleitete Staulinie gilt nur, wenn das Wasser fließt; bewegt es sich schießend, so verliert die Gleichung für die Staulinie ihre Gültigkeit. Der Stauspiegel schließt dann mit einer Stufe, dem sogenannten Wassersprung (Bidoneschen Sprung), an den ursprünglichen Spiegel an. Diese Form der Staulinie, die nicht oft zu beobachten ist, wird nur äußerst selten rechnerisch zu behandeln sein.

Ist das Bett ganz unregelmäßig, so führt zur Ermittlung der Spiegellage das sogenannte schrittweise Vorgehen ans Ziel; vom Stauwerke aus, wo die Spiegellage bekannt ist, wird das Gerinne (Abb. 118) hiebei in kurze Abschnitte von der Länge  $\Delta l$  unterteilt, in denen die Bewegung als gleichförmig angesehen werden kann. Man schätzt dann die Spiegellage in der Mitte des ersten  $\Delta l_1$  langen Abschnittes (Abb. 118) ein und rechnet mit der geschätzten Spiegellage in der Abschnittsmitte die entsprechenden Werte für den benetzten Umfang  $P$  und den Querschnitt  $F$ , die dem Durchfluß  $Q$  und der Rauigkeit  $n$  entsprechende Spiegelhebung. Für diese Rechnung soll die Formel von Forchheimer (Gl. 63) verwendet werden, aus der

$$\Delta h = \Delta l \cdot \frac{n^2 Q^2}{F^3 R^{1,4}} \tag{139}$$

folgt. Ergibt die Rechnung, daß die Schätzung nicht zutreffend war, so ist nach Verbesserung der Annahme die Rechnung so lange zu wiederholen, bis Übereinstimmung erzielt ist; der Vorgang wird nun flußauf fortschreitend, von Abschnitt zu Abschnitt wiederholt.

Die Ermittlung der Staulinie ist auf graphischem Wege wesentlich einfacher als auf rechnerischem.

Im Querschnitte, in der Mitte des Abschnittes  $\Delta l$ , beträgt die Spiegelhebung  $\frac{\Delta h}{2}$  über die Wagrechte durch die bekannte Spiegellage am Ende des Abschnittes. Wird nun für jeden Abschnitt der der Ermittlung zugrunde zu

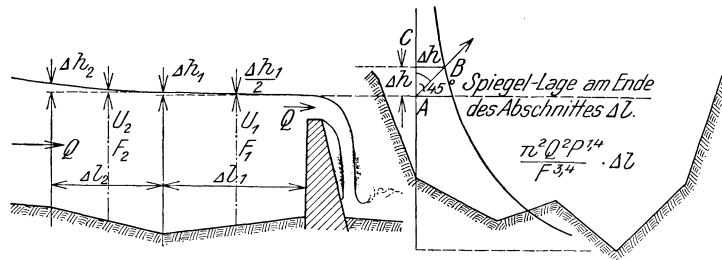


Abb. 118. Schrittweise Ermittlung der Staulinie

legende Querschnitt gezeichnet und dazu in der in der Abb. 118 angedeuteten Weise die  $\frac{n^2 Q^2 P^{1,4}}{F^{3,4}} \cdot \Delta l$ -Linie, weiter in der Höhe der früher erwähnten Wagrechten der Punkt  $A$  eingetragen, hierauf unter  $45^\circ$  der Strahl  $A - B$  gezeichnet, so schneidet letzterer die  $\frac{n^2 Q^2 P^{1,4}}{F^{3,4}} \Delta l$ -Linie bei  $B$  und die Wagrechte durch  $B$  gibt die Lage  $C$  des Stauspiegels im Anfangsquerschnitte des Abschnittes an, denn der Spiegellage  $C$  entspricht tatsächlich eine Spiegelhebung  $\Delta h$ . Im Abschnitte  $\Delta l_1$  kann die Spiegel-

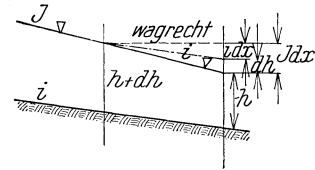


Abb. 116

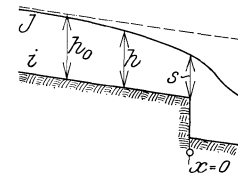


Abb. 117. Senkungslinie

linie, ausgehend von der bekannten Lage am Stauwerke gezeichnet und nach Anwendung des Verfahrens auf die folgenden Abschnitte schließlich die ganze Staulinie angegeben werden. Wenn die aus der Gl. (139) folgenden  $\Delta h$  sehr klein sind, so können sie auch, wie es die Abb. 119 andeutet, zehnfach vergrößert aufgetragen werden. Um das für die Staulinie maßgebende  $\Delta h$  dann zu finden, wird statt der unter  $45^\circ$  geneigten Geraden der Abb. 118 nunmehr eine solche unter 1:10 geneigte gezogen.

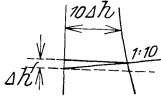


Abb. 119

Ganz besonders muß aber hervorgehoben werden, daß die vorgeführten Berechnungsweisen zur Ermittlung der Staulinie nur anwendbar sind, wenn die Sohlenlage unverändert bleibt. Da nun diese Voraussetzung in natürlichen Gewässern wegen der stets vorhandenen Geschiebebewegung wohl nur in Ausnahmefällen erfüllt sein kann, so treffen die ermittelten Staulinien auch nur unmittelbar nach Errichtung des Stauwerkes zu. Die fortschreitende Veränderung des Staures ändert die Grundlagen der Berechnung und die Staulinie nimmt in der Folge andere Formen an, so, daß das praktische Stauende immer weiter flußauf rückt. Um die endgültige Stauspiegellage ermitteln zu können, müßte man wissen, wie sich die Sohle im Staures im Laufe der Zeit umgestalten wird.

Schließlich sei noch erwähnt, daß man für ganz rohe Schätzungen bei größeren Stauhöhen annehmen kann, daß die praktische Stauweite bei unveränderlicher Sohlenlage annähernd bis zu jener Stelle reicht, an der eine Wagrechte durch das Stauziel die Gerinnesohle schneidet.

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik. 2. Aufl. B. G. Teubner. 1923. — Derselbe: Grundriß der Hydraulik. Teubners Techn. Leitfäden, Bd. 8, 2. Aufl. 1926. — Kozeny, J.: Berechnung der Senkungskurve in regelmäßigen, breiten Gerinnen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 23, S. 232. 1928. — Schoklitsch, A.: Graphische Hydraulik. Sammlung math.-phys. Lehrbücher. Bd. 21, S. 16. B. G. Teubner. 1923.

## b) Die Energielinie

Fast alle hydraulischen Berechnungen bei Gerinnen mit offenem Spiegel gehen letzten Endes darauf aus, die Spiegellinie zwischen zwei bestimmten Querschnitten zu ermitteln. Solche Rechnungen sind bei gleichförmiger Bewegung des Wassers in vielen Fällen einfach auszuführen; etwas verwickelter gestaltet sich die Untersuchung, wenn sich innerhalb der zu untersuchenden Strecke die Bewegungsart des Wassers ändert. Um diese Erscheinungen näher untersuchen zu können, ist es notwendig, neben der Wasserspiegellinie auch noch die sogenannte Energielinie zu betrachten. Solange sich die Geschwindigkeit eines Stromes nicht ändert, die Strömung also ohne jeden Eingriff oder Störung vor sich geht, liegt kein Anlaß zur Betrachtung der Energielinie vor, denn in solchen Fällen verläuft ja die Energielinie parallel zum Wasserspiegel und liegt nur um den Betrag der Geschwindigkeitshöhe  $\frac{U^2}{2g}$  über ihm. Ändert sich die Geschwindigkeit  $U$  längs des Wasserweges, so gibt die Spiegellinie nunmehr kein richtiges Bild von den sich abspielenden hydraulischen Vorgängen und man muß die Energielinie betrachten, die wie schon erwähnt, in jedem Querschnitt um die der Bewegungsenergie entsprechende Höhe über der Wasserspiegellinie liegt. Die Energielinie ist im allgemeinen geneigt, so, daß sie in der Bewegungsrichtung des Wassers abfällt und ihr Gefälle gibt die zur Überwindung der Reibung verbrauchte Energie des Stromes an. Bezeichnet  $i$  das Sohlengefälle,  $J_w$  das Spiegelgefälle und  $J_e$  das Gefälle der Energielinie, so ist die stationäre, gleichförmige Bewegung durch

$$(140) \quad i = J_w = J_e$$

gekennzeichnet.

Erfolgt die Bewegung beschleunigt oder verzögert, so sind die drei früher erwähnten Gefälle nicht mehr gleich; das Spiegelgefälle  $J_w$  ist im ersten Falle größer, im zweiten kleiner als das Sohlengefälle  $i$  und als jenes der Energielinie  $J_e$ . Der Abfall des Spiegels auf der Strecke  $l$  setzt sich nun aus zwei Teilen zusammen, jenem  $h_r$  den die Reibung verursacht und jenem  $h_g$  den die Beschleunigung des Wassers von  $U_2$  auf  $U_1$  erfordert.

Es gilt also

$$h = h_r + h_g \tag{141}$$

Für die annähernde Berechnung des Reibungsgefälles kann die Formel von Forchheimer

$$U = \frac{1}{n} J^{0,5} R^{0,7} \tag{63}$$

verwendet werden, wenn die für den mittleren Querschnitt  $F_m$  der Strecke  $l$  maßgebenden Abmessungen eingesetzt werden. Man hat dann

$$U = \frac{Q}{F_m} = \frac{1}{n} J^{0,5} R_m^{0,7} \tag{63}$$

und da weiter  $J = \frac{h_r}{l}$  und  $R_m = \frac{F_m}{P_m}$  ist, so folgt schließlich

$$h_r = n^2 l P_m^{1,4} \frac{Q^2}{F_m^{3,4}} \tag{142}$$

Der für die Beschleunigung nötige Spiegelabfall beträgt

$$h_g = \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \tag{143}$$

und der gesamte Spiegelabfall auf der Strecke  $l$  demnach

$$h = n^2 l P_m^{1,4} \frac{Q^2}{F_m^{3,4}} + \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \tag{144}$$

Der Abfall der Energielinie entspricht dem Energieverlust infolge der Reibung; im Abfall des Spiegels ist aber auch jener Energiebetrag enthalten, den das Wasser

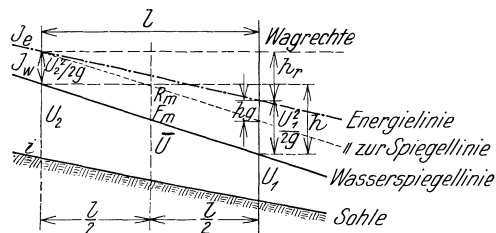


Abb. 120. Energielinie bei beschleunigter Bewegung

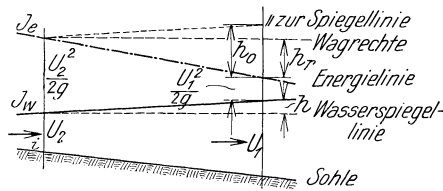


Abb. 121. Energielinie bei verzögerter Bewegung

lediglich in anderer Form (als Bewegungsenergie) enthält; die Umwandlung der Lagenenergie in Bewegungsenergie ist auf der Strecke  $l$  erfolgt.

Dieselbe Gleichung gilt auch für die stationäre, verzögerte Bewegung (Abb. 121); wieder ist

$$h = h_r + h_g;$$

diesmal ist aber  $U_1$  kleiner als  $U_2$  und daher ist

$$h_g = \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \tag{145}$$

negativ. Ist  $h_r = h_g$ , so liegt der Spiegel wagrecht und das Wasser strömt dennoch, ist aber  $h_g > h_r$ , so steigt flußab der Wasserspiegel an, das Wasser läuft „bergauf“.

Die Höhenlage der Energielinie über der Sohle beträgt bei einer Wassertiefe  $z$  in jedem Querschnitte

$$(146) \quad H = z + \frac{U^2}{2g}$$

wird vorerst ein rechteckiger Querschnitt von der Breite  $b$  betrachtet, so hat man weiter

$$(147) \quad U = \frac{Q}{bz}$$

und damit

$$(148) \quad H = z + \frac{Q^2}{2b^2 z^2 g}$$

Für eine bestimmte konstante Gerinnebreite  $b$  ist

$$(149) \quad \frac{Q^2}{2b^2 g} = \text{konstant} = C$$

und mithin ist

$$(150) \quad H = z + \frac{C}{z^2} = \frac{z^3 + C}{z^2}$$

durch diese Beziehung ist in einem Gerinne von der Breite  $b$  für jeden Durchfluß  $Q$  die Höhenlage  $H$  der Energielinie für bestimmte Wassertiefen  $z$  festgelegt. Die Gleichung hat eine negativ reelle Wurzel, die weiter bedeutungslos ist und zwei positive reelle Wurzeln  $z_r$  und  $z_w$  die der Wassertiefe bei ruhiger Strömung und bei wilder Strömung (Schießen) entsprechen.

Wird die Gleichung

$$(151) \quad H = \frac{z^3 + C}{z^2}$$

differenziert, so hat man

$$(152) \quad \frac{dH}{dz} = 1 - \frac{2C}{z^3}$$

und für das Minimum von  $H$  muß

$$(153) \quad \frac{dH}{dz} = 0$$

oder

$$(154) \quad z^3 - 2C = 0$$

sein, woraus

$$(155) \quad z = \sqrt[3]{2C} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

folgt. Für diesen Wert von  $z_{gr}$  liegt die Energielinie am niedrigsten, es ist die niedrigste Lage, bei der der Durchfluß  $Q$  noch abzufließen vermag, und diese Tiefe wird als Grenztiefe bezeichnet.

Wird der Wert von  $z_{gr}$  in die ursprüngliche Gleichung (151) für  $H$  eingesetzt, so erhält man

$$(156) \quad H_{\min} = \frac{2C + C}{(2C)^{2/3}} = 1,5 \sqrt[3]{2C} = 1,5 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = 1,5 z_{gr}$$

und da weiter

$$(157) \quad H = z + \frac{U^2}{2g}$$

ist, so folgt

$$(158) \quad \left(\frac{U^2}{2g}\right)_{gr} = 0,5 z_{gr}$$

oder

$$(159) \quad z_{gr} = 2 \left(\frac{U^2}{2g}\right)_{gr}$$

d. h., daß die Grenztiefe gleich der doppelten Grenzgeschwindigkeitshöhe ist.

Ähnlich ergibt sich für einen Trapezquerschnitt von der Sohlenbreite  $b_s$  und dem Böschungswinkel  $\beta$

$$z_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{(b_s + z_{gr} \cotg \beta)^2 g}} \quad (160)$$

c) Der Wasserspiegel an einem Gefällsbruch in der Sohle

Um den Wasserspiegel an einem Gefällsbruche der Sohle zu ermitteln, wird in beiden Gerinnestrecken (Abb. 122) die Spiegellinie für stationäres, gleichförmiges Strömen eingezeichnet und überdies die Grenztiefe

$$z_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad (155)$$

die, unabhängig vom Gefälle, in beiden Gerinneabschnitten gleich ist. Zur Grenztiefe  $z_{gr}$  gehört die niedrigste Lage der Energielinie, die aus der Formel

$$H_{\min} = 1,5 z_{gr} \quad (156)$$

folgt.

Der Übergang vom ruhigen zum wilden Strömen erfolgt über dem Gefällsbruche; dort liegt der Wasserspiegel in der Höhe der Grenztiefe und er steigt nach links an und fällt nach rechts ab. Die Spiegellagen  $J_w$  bzw.  $J'_w$  werden erst im unendlichen erreicht. Um die von  $O$  ausgehenden Spiegellinien zu berechnen, wird von  $O$  flußauf ein Gerinneabschnitt  $l_1$  und die am Ende dieses Abschnittes herrschende Geschwindigkeit angenommen, hierauf aus der Formel

$$h = n^2 l_1 P_m^{1,4} \frac{Q^2}{F_m^{3,4}} + \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \quad (161)$$

die Spiegellagenänderung  $h$  berechnet und wenn sie mit der zu Beginn gemachten Annahme nicht übereinstimmt, wird die Rechnung mit verbesserten Annahmen wiederholt. So wird schrittweise fortgefahren, sowohl flußauf als auch flußab, bis sich der berechnete Spiegel jenem bei gleichförmiger Bewegung (Normalabfluß) genügend genähert hat. Die Energielinie geht beiderseits von der Minimalhöhe  $H_{\min}$  aus und nähert sich ebenfalls allmählich den beiden Energielinien für gleichförmige Bewegung.

Ist der Gefällsbruch ausgerundet, so wird das Gefälle berechnet, mit dem der Durchfluß  $Q$  bei der Grenztiefe gleichförmig fließen würde; parallel zur Neigung dieses Spiegels wird eine Tangente an die Sohle gezogen. Über dem Berührungspunkte dieser Tangente erfolgt der Wechsel der Strömungsweise und an dieser Stelle erfolgt der Abfluß eben mit der Grenztiefe. Ähnlich führt auch der plötzliche Übergang von rauhen zu glatten Gerinnewandungen einen Wechsel der Strömungsweise herbei und der Abfluß erfolgt an der Stelle der Rauigkeitsänderung eben mit der Grenztiefe.

Literatur: Böß, P.: Berechnung der Wasserspiegellage. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. H. 284. VDI.-Verlag. 1927. — Kreitner, H.: Über die Wasserspiegellage in offenen Gerinnen. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver., 75, S. 197. 1923.

### 16. Der Pfeilerstau

Wenn der Querschnitt eines Gerinnes durch Pfeiler eingeengt ist, so wird der Spiegel oberhalb der Pfeiler gehoben, die Pfeiler verursachen einen Stau und die Stauhöhe hängt vom Maß der Querschnittseinengung, von der Bewegungsweise des Wassers zwischen den Pfeilern und von der Pfeilerform ab. Alle Bemühungen,

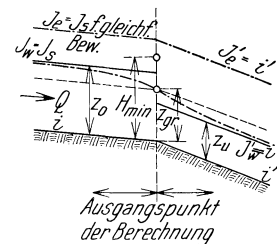


Abb. 122. Wasserspiegel an einem Gefällsbruch



für den Pfeilerstau auf theoretischem Wege eine verwendbare Formel herzuleiten, sind bisher fehlgeschlagen; auf experimentellem Wege gelang es aber Th. Rehbock Formeln aufzustellen, die eine zufriedenstellende Berechnung des Pfeilerstaus ermöglichen. Er unterscheidet bei der Berechnung drei Fälle, nämlich:

- a) den reinen strömenden Durchfluß zwischen den Pfeilern,
- b) den strömenden Durchfluß mit teilweisem Fließwechsel,
- c) den strömenden Durchfluß mit vollem Fließwechsel.

Hatte im unverbauten Querschnitte der Wasserquerschnitt die Größe  $F$  und bezeichnet  $f$  den unter der ursprünglichen Spiegellinie liegenden, durch die Pfeiler verbauten Querschnitt,  $h_0$  die ursprüngliche Wassertiefe und  $U$  die ursprüngliche mittlere Geschwindigkeit, so erfolgt der Durchfluß zwischen den Pfeilern rein strömend, wenn

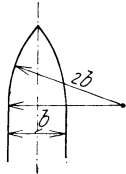


Abb. 123. Schlank-zugespitzter Pfeiler

$$(162) \quad \frac{f}{F} < \frac{1}{0,97 + \frac{U^2}{2g h_0}} - 0,13$$

ist. Schlank zugespitzte Pfeiler von der in Abb. 123 dargestellten Form und Längen zwischen  $2b$  und  $8b$  verursachen dann den Aufstau

$$(163) \quad z_a = (0,72 + 1,2\alpha + 40\alpha^4) \left(1 + \frac{U^2}{g h_0}\right) \alpha \frac{U^2}{2g}$$

wobei  $\alpha = \frac{f}{F}$  ist.

Liegt  $\alpha$  zwischen den Grenzen

$$(164) \quad 0,05 + \left(0,9 - 2,5 \frac{U^2}{2g h_0}\right)^2 > \left(\alpha = \frac{f}{F}\right) > \frac{1}{0,97 + \frac{U^2}{2g h_0}} - 0,13$$

so tritt strömender Durchfluß mit teilweisem Fließwechsel auf und der Aufstau beträgt, wieder bei schlank zugespitzten Pfeilern,

$$(165) \quad z_b = \left(21,5\alpha + 33 \frac{U^2}{2g h_0} - 6,6\right) \alpha \frac{U^2}{2g h_0}$$

ist endlich

$$(166) \quad \left(\alpha = \frac{f}{F}\right) > 0,05 + \left(0,9 - 2,5 \frac{U^2}{2g h_0}\right)^2$$

so tritt strömender Durchfluß mit vollem Fließwechsel ein, wobei die Deckwalzen erst unterhalb der unteren Pfeilerenden entstehen und der Pfeilerstau hat die Größe

$$(167) \quad z_c = (0,54 + \alpha + 1,9\alpha^5) \left(\frac{Q}{B}\right)^{2/3} - h_0$$

wobei  $Q$  den Durchfluß und  $B$  die Gerinnebreite bedeuten.

Stumpfe Vorköpfe vergrößern den Stau wesentlich; so beträgt bei rechteckigen Pfeilern und rein strömendem Durchfluß z. B. der Pfeilerstau

$$(168) \quad z_a = 2,1 \frac{f}{F} \frac{U^2}{2g h_0}$$

Ganz besonders soll aber betont werden, daß die angeführten Formeln nur bei fester Sohle gelten; kann der Durchfluß die Sohle ausspülen, so tritt der Pfeilerstau zwar auch anfänglich auf, die Sohle zwischen den Pfeilern wird aber rasch ausgespült und der Stau verschwindet schließlich fast vollkommen.

Literatur: Rehbock, Th.: Zur Frage des Brückenstaus, Zentralbl. d. Bauverw., 39, S. 197, 1919.

### 17. Der Ausfluß durch Öffnungen

Die Ausflußöffnungen, die im Wasserbau eine Rolle spielen, weichen hinsichtlich ihrer Form und Beschaffenheit von jenen, die hydraulischen Versuchen zu Grunde gelegt worden sind, sehr erheblich ab und es sind nur wenige Beiwerte bekannt, die für die Berechnung des Ergusses aus derartigen Öffnungen anwendbar wären.

Beträgt  $h$  die Wassertiefe bis zum Schwerpunkt der Ausflußöffnung,  $F$  die Ausflußfläche, so beträgt der Durchfluß  $Q$ , bei Vernachlässigung der Ankunfts-geschwindigkeit, wenn die Höhe der Öffnung gegenüber der Wassertiefe klein ist und die Ausflußöffnung vollständig über dem Unterwasser liegt,

$$Q = \mu F \sqrt{2gh} \quad (169)$$

$\mu$  ist ein Beiwert, der bei gut ausgerundeten Öffnungen, wenn an diese ein Ansatz, von einer Länge mindestens gleich dem dreifachen Öffnungsdurchmesser, anschließt, etwa gleich 0,82 zu setzen ist. Wird der Ausflußkanal an der Einströmung trompetenartig erweitert, so steigt  $\mu$  auf über 0,95 an.

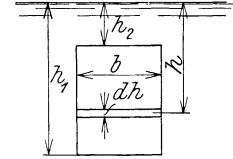


Abb. 124

Wenn die Öffnung groß und frei über dem Unterwasser ist, so denkt man sich die Öffnung in wagrechte Streifen (Abb. 124) zerlegt; durch einen solchen fließt bei Vernachlässigung der Ankunfts-geschwindigkeit

$$dQ = \mu b dh \sqrt{2gh} \quad (170)$$

und durch die ganze Öffnung

$$Q = \int_{h_1}^{h_2} dQ = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [h_1^{3/2} - h_2^{3/2}] \quad (171)$$

Liegt die Öffnung ganz unter dem Unterwasser und beträgt der Spiegelhöhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser  $h$ , so beträgt der Durchfluß wieder

$$Q = \mu F \sqrt{2gh} \quad (169)$$

Liegt endlich die Öffnung nur zum Teil im Unterwasser, so denkt man sich den Erguß aus zwei Teilen bestehend, nämlich einen, der den unter Wasser befindlichen Teil der Öffnung durchfließt und der nach der Gleichung (169) berechnet und einen, der aus dem oberhalb des Unterwasserspiegels liegenden Öffnungsteil läuft und der nach der Gleichung (171) ermittelt wird.

### 18. Der Erguß über ein Wehr

Wenn an der Sohle eines Gerinnes eine Querschwelle, ein sogenanntes Wehr, eingebaut wird, so steigt der Spiegel oberhalb an und der Durchfluß fällt über das Wehr ab. Je nachdem der Unterwasserspiegel unter oder über der Wehrkrone liegt, spricht man von einem vollkommenen oder unvollkommenen Überfall.

Der vollkommene Überfall. Um den Erguß über einen vollkommenen Überfall zu berechnen, wird ein über dem Überfall liegender, wagrechter Streifen von der Breite  $B$  des Überfalles und der Höhe  $dh$  betrachtet, der in der Tiefe  $h + \frac{U^2}{2g}$  unter der Energieinie liegt; durch ihn fließt die Wassermenge

$$dQ = \mu B dh \sqrt{2g \left( h + \frac{U^2}{2g} \right)} \quad (172)$$

und der Gesamtabfluß über das Wehr beträgt

$$(173) \quad Q = \mu B \sqrt{2g} \int_0^h \left( h + \frac{U^2}{2g} \right)^{1/2} dh = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} \left[ \left( h + \frac{U^2}{2g} \right)^{3/2} \right]_0^h = \\ = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} \left[ \left( h + \frac{U^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{U^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

$\mu$  ist ein Erfahrungswert, der von der Querschnittsform des Wehres abhängt. Die Ankunfts geschwindigkeit  $U$  ist meist gering, so daß sie vernachlässigt werden kann und die Berechnung des Ergusses erfolgt dann nach der einfachen Formel

$$(174) \quad Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Die Überfallhöhe  $h$  muß oberhalb der merkbaren Senkung des Wasserspiegels, mindestens  $2h$  oberhalb des Wehres, gemessen werden; die vielfach empfohlene Regel, die Überfallhöhe  $h$  1 m oberhalb des Wehres zu messen, ist eine vollkommen willkürliche Festsetzung, die nur bei kleinen Überfallhöhen bis etwa 0,5 m berechtigt ist, darüber hinaus ist sie unrichtig.

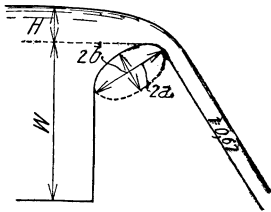


Abb. 125

Der Überfallbeiwert  $\mu$  hängt, wie schon erwähnt worden ist, von der Querschnittsausbildung des Wehrkörpers ab; er ist im allgemeinen um so größer, je besser die Wehrkrone abgerundet ist. Scharfkantige Überfallkronen, für die die  $\mu$  am genauesten bekannt sind, kommen nur für Meßwehre in Betracht (vgl. S. 83). Für eine große Zahl verschiedener

nach dem Schema der Abb. 125 ausgebildeter Kronen von Wehrkörpern mit lot-rechter wasserseitiger und unter 1 : 0,67 geböschter luftseitiger Begrenzung hat Th. Rehbock die Überfallbeiwerte  $\mu$  durch Versuche ermittelt und für sie die Formel

$$(175) \quad \mu = 0,312 + \sqrt{0,30 - 0,01 \left( 5 - \frac{H}{r} \right)^2} + 0,09 \frac{H}{w}$$

aufgestellt, die gültig ist, so lange

$$(176) \quad w > r > 0,02 \text{ m}$$

und

$$(177) \quad H < r \left( 6 - \frac{20r}{w + 3r} \right)$$

ist. Wird die Überfallhöhe  $H$  größer, so löst sich der Überfallstrahl vom Schußboden los und  $\mu$  wird plötzlich wesentlich kleiner. Für  $r$  gilt

$$(178) \quad r = b \left[ \frac{4,57}{2a + 1} + \frac{a}{20} - 0,573 \right]$$

und es stellt weiter  $a$  das Verhältnis der Hauptachsen der Ellipse dar, die die Wehrkrone bildet, es ist also

$$(179) \quad a = \frac{a}{b}$$

und die Formel gilt für alle  $a$ , die innerhalb der Grenzen  $0,5 < a < 6,0$  liegen.

Für ein Wehr mit halbkreisförmiger Krone vom Radius  $R$  und beiderseits lot-rechten Wänden fand E. Kraner

$$(180) \quad \mu = 1,02 - \frac{1,015}{\frac{H}{R} + 2,08} + \left[ 0,04 \left( \frac{H}{R} + 0,19 \right)^2 + 0,0223 \right] \frac{R}{w}$$

Trifft das ankommende Wasser nicht senkrecht auf das Wehr, wie bei schiefen, gebogenen oder gebrochenen Wehren, die angewendet werden, um bei gegebener Gerinnebreite die Überfallbreite zu vergrößern, so gelten die früher angegebenen Formeln für den Überfallbeiwert nicht. Mit solchen Wehren hat O. G. Aichel Versuche angestellt und gefunden, daß man bei schrägen Wehren, die mit der Gerinneachse den spitzen Winkel  $\beta$  einschließen, die für senkrechten Zufluß errechneten Ergüsse mit dem Beiwert

$$\varphi = 1 - \frac{H}{e} \quad (181)$$

zu multiplizieren hat. Für  $\varrho$  fand er die folgenden Werte:

		Winkel $\beta = 15^\circ$	30°	45°
Breite des Versuchswehres	{	$B = 0,25 \text{ m}, \varrho = 0,305$	0,532	0,893
		$B = 0,50 \text{ m}, \varrho = 0,362$	0,700	1,250
		Winkel $\beta = 60^\circ$	75°	90°
Breite des Versuchswehres	{	$B = 0,25 \text{ m}, \varrho = 2,275$	6,579	$\infty$
		$B = 0,50 \text{ m}, \varrho = 1,923$	6,579	$\infty$

Der Abfluß über ein gekrümmtes Wehr, das mit dem Tangentenwinkel  $\beta > 45^\circ$  am Ufer ansetzt, ist ungefähr gleich jenem über ein unter dem gleichen Winkel gegen die Gerinneachse geneigtes schiefes Wehr.

Ein bis zur Krone verschottertes Wehr gibt bei gleicher Überfallshöhe  $H$  etwa den 1,55fachen Erguß eines freien Wehres.

Der Überfallbeiwert für breite Wehrrücken hängt in hohem Grade vom Verhältnis der Überfallshöhe  $H$  zur Kronenbreite  $K$  ab, weil sich die Oberflächengestalt des Überfallstrahles mit diesem Verhältnis stark ändert. Die Abb. 126 veranschaulicht Aufnahmen des Überfallstrahles gelegentlich von Versuchen zur Ermittlung von Überfallbeiwerten, die deutlich erkennen lassen, wie der breite Wehrrücken bei größeren Überfallhöhen den Charakter als „breiter“ Überfall immer mehr verliert. Die Messungen ergaben für den Überfallbeiwert die Beziehung

$$\mu = 0,61 \left( \frac{H}{K} \right)^{0,2} \quad (182)$$

gültig innerhalb der Grenzen

$$0,5 < \frac{H}{K} < 5,0 \quad (183)$$

Solche „breite“ Überfallskronen wird man natürlich nur notgedrungen ausführen; unvermeidlich sind sie bei den selbsttätigen Stauklappen. Die Versuche haben aber ergeben, daß bei solchen Stauklappen der Überfallbeiwert auch verbessert werden kann, wenn die umgelegten Klappen nicht wagrecht liegen, sondern flußab etwas abwärts geneigt werden. Die Angabe, die vielfach gemacht wird, daß der Überfall-

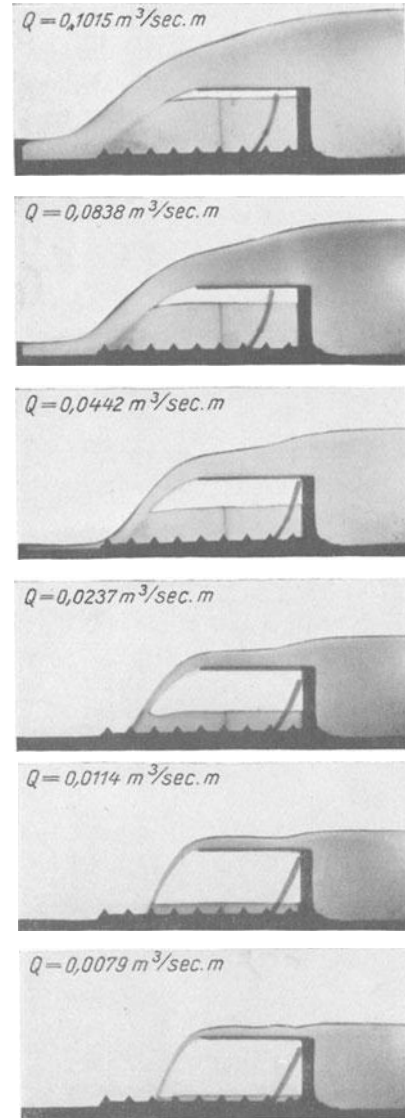


Abb. 126. Wasserabfluß über einen breiten Wehrrücken. (Rückenbreite 0,25 m, Wehrhöhe 0,16 m, Abrundung des Wehres  $r = 0,006 \text{ m}$ ; der Raum unter dem Strahl ist belüftet. Entfernung zweier Spitzen = 5 cm)

strahl über einem breiten Wehrrücken eine Dicke gleich zwei Dritteln der Überfallhöhe haben soll, haben die Versuche nicht bestätigt.

Die in der Abb. 126 dargestellten Versuche sind mit belüftetem Raum unter dem Überfallstrahl ausgeführt worden; trotzdem ist das Wasser hoch angestiegen und es mußte, um es auszutreiben, Druckluft eingeblasen werden.

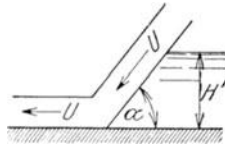


Abb. 127

Wurde die Verbindung mit der Außenluft wieder hergestellt, so stieg das Wasser sofort wieder an und blies Luft durch das Belüftungsrohr aus, ein Beweis dafür, daß dieser Wasseranstieg nicht stets, wie es vielfach behauptet wurde, auf Unterdruck zurückzuführen ist. Daß der Wasserspiegel unter dem Strahl höher liegen muß als jener vor demselben, folgt aus einer einfachen Betrachtung der Strahlumlenkung an der Sohle. Wird im Sinne der Abb. 127 eine vollkommen verlustlose Umlenkung des Strahles angenommen, so ist hiezu



Abb. 128. Wasseranstieg unter einem belüftetem Überfallstrahl

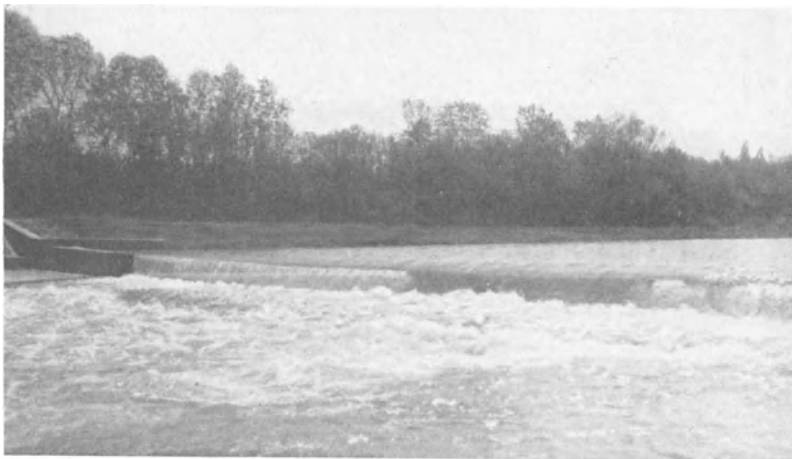


Abb. 129. Wasseranstieg unter einem belüftetem Überfallstrahl

nach dem Impulssatz ein von rechts nach links wirkender wagrechter Druck nötig, der eben von dem unter dem Strahl liegenden Wasser ausgeübt wird. Hat der

Überfallstrahl den Querschnitt  $F$  und die Dicke  $H$  und trifft er mit der mittleren Geschwindigkeit  $U$  auf die Sohle, so gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 127 annähernd

$$\frac{\gamma}{g} Q U (1 - \cos \alpha) = \gamma F (H' - H)$$

oder, weil  $Q = UF$  ist,

$$H' - H = \frac{U^2}{g} (1 - \cos \alpha) \tag{184}$$

Um diese Höhe muß also bei vollkommen verlustloser Umlenkung der Spiegel unter dem Strahl höher liegen. Recht anschaulich läßt sich das Ansteigen des Wassers zur Umlenkung des Überfallstrahles an den beiden Abb. 128 und 129 erkennen; die Wehrkrone stieg dort gegen die Ufer an, so daß die Überfallhöhe bis auf 0 an den Ufern abnahm. Der Raum unter dem Überfallstrahl war von der Seite her belüftet; im mittleren, dunkel erscheinenden Teil des Überfalles war der ganze Raum unter dem Strahl mit Wasser erfüllt. Nach den Rändern hin nahm die Höhe der Wasserhinterfüllung entsprechend der Abnahme des Ergusses ab und es stellte sich die in den Abbildungen deutlich sichtbare gegen die Ufer abfallende Oberfläche der Hinterfüllung ein.

Ist der Raum unter dem Strahl nicht belüftet, so wird die Luft allmählich durch den Strahl mitgerissen und der Strahl wird durch den Überdruck der Außenluft, wie es die Abb. 130 erkennen läßt, gedrückt, so daß er dann fast senkrecht auf die Sohle auftrifft. Die Umlenkung erfordert dann gemäß Gleichung (184), da der Winkel  $\alpha$  größer geworden ist, einen höheren Anstieg des Wassers.

Bei Wehren wird der Erguß größer, wenn der Strahl nicht belüftet ist, der Strahl wird aber unruhig, bei Meßwehren wird daher der Strahl stets belüftet. Aus der Tatsache, daß unter dem Strahl der Spiegel höher steht, als davor, darf, wie aus dem geschilderten Versuche folgt, nicht auf mangelhafte Belüftung geschlossen werden.

In der Abb. 131 sind endlich zwei Überfallstrahlen über breite Wehrkronen dargestellt; die eingetragenen Verhältniszahlen (Überfallhöhe =  $1,0 h$ ) sind jene, die Th. Rehbock für scharfkantige Überfälle ermittelt hat. Man erkennt leicht, daß diese Maße mit hinreichender Genauigkeit auch für anders geformte Überfallkronen gelten, so lange die Strahlunterfläche nicht zu sehr aus jener Bahn abgelenkt wird, nach der sie bei scharfem Überfalle verläuft.

Der unvollkommene Überfall (Grundwehr). Steigt der Unterwasser-

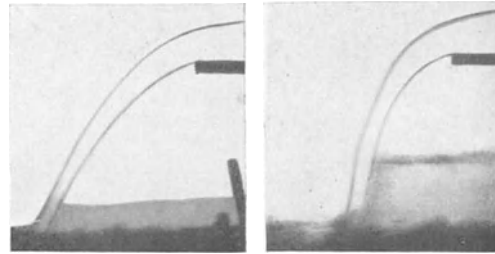


Abb. 130. Überfallstrahl, links belüftet, rechts unbelüftet

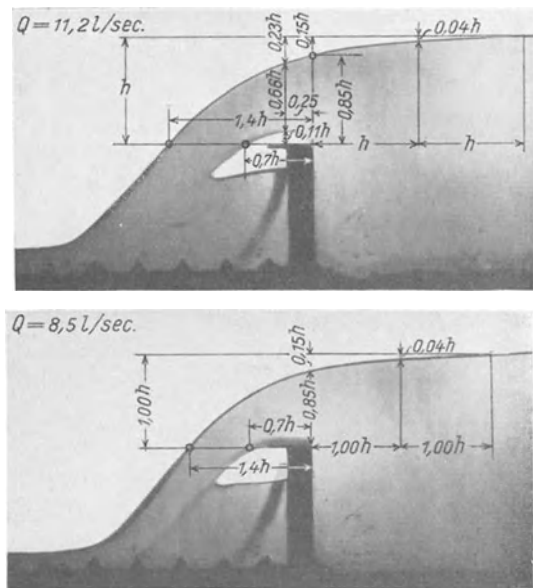


Abb. 131. Umriß des Überfallstrahles, oben mit, unten ohne Loslösung vom Wehr. Der Raum unter dem Strahl ist belüftet

spiegel über die Wehrkrone an, so hat man ein unvollkommenes Wehr; die Berechnung eines solchen Wehres ist nicht sicher möglich, da diese Art von Wehren bisher experimentell noch nicht untersucht worden ist. Nach dem Beispiel L. G. du Buats denkt man sich den Überfall über ein unvollkommenes Wehr zusammengesetzt (Abb. 132) aus dem vollkommenen Überfall mit der Überfallhöhe  $(H_1 - H_2)$  und dem Ausfluß unter Wasser durch die Öffnung  $B \cdot H_2$  mit der Druckhöhe

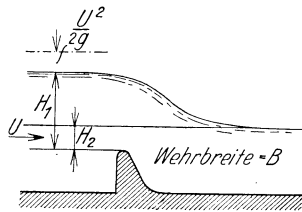


Abb. 132. Unvollkommener Überfall

$(H_1 - H_2 + \frac{U^2}{2g})$ , so daß der Erguß

$$Q = \frac{2}{3} \mu_I B \sqrt{2g} \left[ (H_1 - H_2 + \frac{U^2}{2g})^{3/2} - \left( \frac{U^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + \mu_{II} B \sqrt{2g} H_2 \left( H_1 - H_2 + \frac{U^2}{2g} \right)^{1/2} \quad (185)$$

ist.  $\mu_I$  und  $\mu_{II}$  sind Erfahrungswerte, deren Größe nicht genauer bekannt ist; man setzt in der Regel  $\mu_I = \mu_{II} = 0,65$ .

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik. Leipzig: B. G. Teubner. 1922. — Rehbock, Th.: Zeitschr. V. d. Ing.- u. Arch.-Ver., H. 1, 1912, H. 1, 1913. — Weyrauch, R.: Hydraulisches Rechnen. 5. Aufl. K. Wittwer, Stuttgart. 1921.

### 19. Das Streichwehr

Überfälle, denen das Wasser annähernd parallel zur Überfallkrone zufließt, werden Streichwehre genannt. Hat das Gerinne längs des Überfalles die gleichmäßige Breite  $B$ , den mittleren durchflossenen Querschnitt  $F$ , den mittleren Profilradius  $R$ , fließt ferner zum Streichwehr der Durchfluß  $Q_1$  und vom Streichwehr weiter  $Q_0$ , so beträgt die Änderung der Geschwindigkeitshöhe längs des Streichwehres

$$h_g = \frac{U_1^2 - U_0^2}{2g} \sim \frac{Q_1^2 - Q_0^2}{2gF^2} \quad (186)$$

um annähernd diesen Betrag steigt der Spiegel wegen der Durchflußverzögerung längs des Streichwehres an. Die Aufrechterhaltung der Bewegung im Gerinne längs des Streichwehres erfordert bei Verwendung der Geschwindigkeitsformel von Forchheimer das mittlere Gefälle

$$J = \frac{U^2 n^2}{R^{1,4}} = \left( \frac{Q_1 + Q_0}{2F} \right)^2 \frac{n^2}{R^{1,4}} \quad (187)$$

dem längs des Streichwehres von der Länge  $x$  ein Spiegelabfall

$$h_r = \left( \frac{Q_1 + Q_0}{2F} \right)^2 \frac{n^2}{R^{1,4}} x \quad (188)$$

entspricht. Ist der Wehrrücken unter  $i$  geneigt, so gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 133 die Beziehung

$$z_1 - h_r = z_0 - h_g - i x \quad (189)$$

aus der

$$z_0 - z_1 = h_g + i x - h_r \quad (190)$$

folgt. Mit (186) und (188) hat man schließlich

$$z_0 - z_1 = \frac{Q_1^2 - Q_0^2}{2gF^2} + i x - \left( \frac{Q_1 + Q_0}{2F} \right)^2 \frac{n^2}{R^{1,4}} x \quad (191)$$

Über das Streichwehr von der Länge  $x$  fällt der Erguß  $(Q_1 - Q_0)$  mit einer mittleren Überfallshöhe, die annähernd gleich  $\frac{z_1 + z_0}{2}$  ist und es gilt daher

$$Q_1 - Q_0 = \frac{2}{3} \mu x \sqrt{2g} \left( \frac{z_1 + z_0}{2} \right)^{3/2} \quad (192)$$

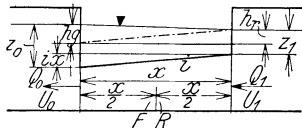


Abb. 133. Streichwehr

woraus sich

$$z_0 + z_1 = 2 \left( \frac{Q_1 - Q_0}{\frac{2}{3} \mu x \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (193)$$

ergibt. Aus den beiden Gleichungen (191) und (193), die Ph. Forchheimer hergeleitet hat, kann mit hinreichender Genauigkeit ein Streichwehr berechnet werden.

Literatur: Forchheimer, Ph.: Grundriß der Hydraulik, 2. Aufl. Teubners Techn. Leitfäden, Bd. 8. 1926.

## 20. Schwall und Sunk

In Gerinnen besteht in der Regel nur ausnahmsweise gleichförmige Bewegung; meist verläuft der Spiegel nach einer Stau- oder nach einer Senkungslinie und in natürlichen Gewässern bildet er sogar vielfach eine Aufeinanderfolge beider. Ändert sich der Durchfluß allmählich, so geht die alte Spiegelform in die neue auch ganz allmählich ohne besonders auffallende Erscheinungen über. Die Durchflüsse ändern sich unter Umständen aber auch plötzlich, wie z. B. in Werksgräben, wenn ein Turbinenregler die Entnahme verändert, in natürlichen Gerinnen, wenn bei Sturzregen plötzlich große Wassermassen ins Flußbett stürzen oder wenn gar beim Einsturz eines Stauwerkes der Stauraum binnen kurzer Zeit ausläuft; dann geht aber auch die alte Spiegelform in die neue unter gut wahrnehmbarer Wellenbewegung vor sich und der Umriß dieser Wellen überschreitet die spätere stationäre Spiegellage so bedeutend, daß bei der Bemessung von Gerinnen oder Bauwerken diesem Umstande Rechnung getragen werden muß. Für die Berechnung der äußersten Spiegellagen, die sich bei einer Entnahmeänderung einstellen, hat Ph. Forchheimer Gleichungen aufgestellt. Je nach der Art der Durchflußänderung und dem Orte, an dem die Entnahmeänderung eingeleitet wird, gab er diesen Erscheinungen verschiedene Namen, und zwar bildet sich nach ihm ein Füllschwall bei Zuflußvermehrung am Oberende des Gerinnes, ein Stauschwall bei Abflußverminderung am Unterende des Gerinnes, ein Absperr-sunk bei Zuflußverminderung am Oberende des Gerinnes und ein Entnahmesunk bei Abflußvermehrung am Unterende des Gerinnes. War das Gerinne bei der Zuflußvermehrung ganz oder nahezu leer, so wird der Füllschwall auch Sturzsfall, von den Geographen auch „Abkommen“ genannt.

Der Füllschwall. Der Füllschwall entsteht, wie schon erwähnt wurde, bei plötzlicher Zuflußvermehrung am Oberende des Gerinnes. Um die Fortbewegung eines solchen Schwalles zu betrachten, wird er als Stufe in der Oberfläche angesehen, die sich vorerst über ursprünglich ruhendem Wasser (also vorerst  $U = 0$ ) fortbewegen möge, wie es die Abb. 134 veranschaulicht.

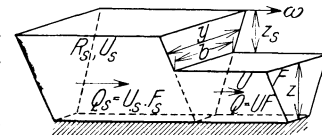


Abb. 134. Schema des Füllschwalles

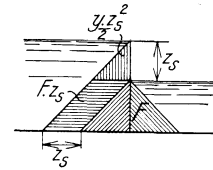


Abb. 135

Es bedeute:

$F_s$  den Querschnitt unter dem Schwallspiegel,  $y$  die Schwallbreite in halber Schwallhöhe,  
 $U_s$  die mittlere Geschwindigkeit und  $z_s$  die Schwallhöhe,  
 $Q_s$  den Durchfluß dortselbst.  $\omega$  die Schnelligkeit des Schwalles,  
 $F$  den ursprünglichen Gerinnequerschnitt,  $R_s$  den Profilradius unter dem Schwall,  
 $U$  die ursprüngliche mittlere Geschwindigkeit,  $g$  die Beschleunigung der Schwere und  
 $b$  die ursprüngliche Spiegelbreite,  $\gamma$  das Eigengewicht des Wassers.  
 $z$  die mittlere, ursprüngliche Gerinnetiefe,

Auf der Schwallseite strömt der Stufe in der Zeiteinheit der Durchfluß

$$Q_s = F_s \cdot U_s = (F + y z_s) U_s \quad (194)$$

zu; um diese Wassermenge wird der Schwallinhalt in der Zeiteinheit vermehrt und die Stufe wird hiedurch um  $\omega \cdot y \cdot z_s$  vorgebaut. Es besteht daher die Raumgleichung

$$(F + y z_s) U_s = \omega y z_s \quad (195)$$

und andererseits gilt nach dem Impulssatze

$$\frac{\gamma}{g} F \omega \cdot U_s = \gamma \left( F z_s + \frac{y z_s^2}{2} \right) \quad (196)$$

oder, wenn aus der Raumgleichung (195)

$$U_s = \frac{\omega y z_s}{F + y z_s} \quad (197)$$



in die Gleichung (196) eingesetzt wird

$$(198) \quad \frac{1}{g} F \omega^2 \frac{y z_s}{F + y z_s} = F z_s + \frac{y z_s^2}{2}$$

oder

$$(199) \quad \frac{F \omega^2 y z_s}{g} = \left( F z_s + \frac{y z_s^2}{2} \right) (F + y z_s)$$

und weiter

$$(200) \quad \frac{F \omega^2 y}{g} = \left( F + \frac{y z_s}{2} \right) (F + y z_s) = F^2 + \frac{3}{2} F y z_s + \frac{y^2 z_s^2}{2}$$

oder

$$(201) \quad \omega^2 = \frac{g}{F y} \left( F^2 + \frac{3}{2} F y z_s + \frac{y^2 z_s^2}{2} \right) = g \left( \frac{F}{y} + \frac{3}{2} z_s + \frac{y z_s^2}{2 F} \right)$$

Dieser letzte Ausdruck kann genau genug ersetzt werden durch

$$(202) \quad \omega = \sqrt{g \left( \frac{F}{b} + \frac{3}{2} z_s \right)}$$

Er gilt für den Schwallkopf, der bis zu  $\frac{3}{2}$ mal so hoch ist, als der nachfolgende Schwallrücken.

Hatte ursprünglich das Wasser die Geschwindigkeit  $U$ , so beträgt die Schnelligkeit des Schwallkopfes

$$(203) \quad \omega = U + \sqrt{g \left( \frac{F}{b} + \frac{3}{2} z_s \right)}$$

Um den Umriß des Füllschalles ermitteln zu können, sei nun vorausgesetzt, daß die Spiegelhebung  $z_s$  infolge des Schalles gering gegenüber der ursprünglichen Tiefe  $z$  ist. Dann sind die Schnelligkeiten der einzelnen Umrißpunkte wenig voneinander verschieden und der Schwallumriß verschiebt sich mit der Zeit parallel zu sich selbst. Ist der Schwall überdies sehr langgestreckt, seine Krümmung also gering, so findet eine fast gleichmäßige senkrechte Hebung des Schwallrückens statt. Die jeweilige Erhebung  $z_s$  des Schwallrückens über dem ursprünglichen Spiegel kann als Summe einer Funktion des Ortes, also von  $x$ , und einer Funktion der Zeit  $t$  angesehen werden, so daß der partielle Differentialquotient  $\frac{\partial z_s}{\partial x}$  von der Zeit und der Differentialquotient  $\frac{\partial z_s}{\partial t}$  vom Orte unabhängig ist.

Der Schwallfortschritt spielt sich nun derart ab, daß das am Gerinneoberende ( $x = 0$ ) eintretende Wasser ständig die Stufe verbaut, den Schwallrücken in seiner ganzen Ausdehnung hebt und die Entnahme am Gerinneunterende liefert. Der Schwallkopf nimbt bei diesem Vorgange ständig an Höhe ab; von ihm geht der jeweilige Schwallrücken aus, der gegen das Oberende stärker ansteigt als die Bahn des Stufeneckes am Schwallkopf.

Es besteht also beim Vorrücken des Schalles die Raumgleichung:

Zulauf = Stufenverlängerung + Rückenhebung + Abfluß

$$(204) \quad Q_0 = \omega y z_s + \frac{\partial z}{\partial t} \int_0^x b dx + Q$$

Am Gerinneoberende, wo  $x = 0$  ist, wo der Schwall erst vorzubauen beginnt, also noch kein Rücken ausgebildet ist, gilt die Raumgleichung

$$(205) \quad Q_0 = \omega_0 y_0 z_0 + Q$$

woraus die Schwallhöhe am Oberende

$$(206) \quad z_0 = \frac{Q_0 - Q}{y_0 \omega_0}$$

folgt.

Die bei einer Strömung zu verrichtende Arbeit wird durch das Sinken der Wasserscheiben geleistet; im vorliegenden Falle hängt daher das Vorrücken des Schwallkopfes vom Gefälle des Stufeneckweges und nicht vom jeweiligen Gefälle des Schwallrückens ab. Am Schwallkopf, der sich als Ganzes verschiebt, gilt daher bei Verwendung der Geschwindigkeitsformel von Forchheimer

$$(207) \quad U_s = \frac{1}{n} R_s^{0,7} (\text{Gefälle})^{0,5} = \frac{1}{n} R_s^{0,7} \left( J - \frac{dz}{dx} \right)^{0,5}$$

wobei die Änderung der lebendigen Kraft vorläufig vernachlässigt ist. Am Schwallkopf gilt überdies die Beziehung

$$U_s = \frac{Q_s}{F_s} = \frac{\omega y z_s + Q}{F_s} \quad (208)$$

und es folgt aus den beiden Ausdrücken (208) und (207)

$$\left( \frac{\omega y z_s + Q}{F_s} \right)^2 = \frac{1}{n^2} R_s^{1,4} \left( J - \frac{dz}{dx} \right) \quad (209)$$

oder

$$dx \cdot \left( \frac{\omega y z_s + Q}{F_s} \right)^2 = \frac{1}{n^2} R_s^{1,4} (J dx - dz) \quad (210)$$

$$\begin{aligned} dx &= - \frac{\frac{1}{n^2} R_s^{1,4}}{\left( \frac{\omega y z_s + Q}{F_s} \right)^2 - \frac{1}{n^2} R_s^{1,4} J} dz \\ &= - \frac{dz}{\left( \frac{n(\omega y z_s + Q)}{F_s R_s^{0,7}} \right)^2 - J} = - \frac{dz}{\left( \frac{\omega y n}{F_s R_s^{0,7}} \right)^2 \left( z_s + \frac{Q}{\omega y} \right)^2 - J} \end{aligned} \quad (211)$$

Zur Vereinfachung der Schreibweise sei

$$\frac{F_s R_s^{0,7}}{n \omega y} = f \quad (212)$$

gesetzt, so, daß man

$$dx = - \frac{f^2 dz}{\left( z_s + \frac{Q}{\omega y} \right)^2 - J f^2} \quad (213)$$

hat.  $n$ ,  $F_s$ ,  $R_s$ ,  $\omega$  und  $y$  sind längs des Schwalles in der Regel nur sehr wenig veränderlich und daher auch  $f$ , so daß man letzteres durch den Mittelwert für die betrachtete Strecke ersetzen und die obige Gleichung integrieren kann. Werden als Grenzen  $x = 0$  und  $x = x_1$ ,  $z = z_0$  und  $z = z_x$  angesetzt, wobei  $z_x$  bei Vernachlässigung der Änderung der lebendigen Kraft an Stelle von  $z_1$  gesetzt ist, so hat man schließlich

$$x_1 = \frac{f}{2\sqrt{J}} \left\{ \log \text{nat} \frac{z_x + \frac{Q}{\omega y} + f\sqrt{J}}{z_x + \frac{Q}{\omega y} - f\sqrt{J}} - \log \text{nat} \frac{z_0 + \frac{Q}{\omega y} + f\sqrt{J}}{z_0 + \frac{Q}{\omega y} - f\sqrt{J}} \right\} \quad (214)$$

woraus man, da man  $x_1$  und  $z_0$  kennt,  $z_x$  berechnen kann.

Mit  $z_x$  ist nun in erster Annäherung der Durchfluß an der Stelle  $x_1$

$$Q_1 = \omega y z_x + Q \quad (215)$$

zu berechnen und man kann die Änderung der Geschwindigkeitshöhe

$$z_g = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q_0^2}{F_0^2} - \frac{Q_1^2}{F_1^2} \right) \quad (216)$$

angeben, da man ja näherungsweise auch  $F_1$  kennt. Die Schwallhöhe an der Stelle  $x_1$  kann nun verbessert werden zu

$$z_1 = z_x + z_g \quad (217)$$

Nun wird die Rechnung mit

$$Q_1 = \omega y z_1 + Q \quad (218)$$

wiederholt,  $z_g$  mit genauer bekanntem  $F_1$  und abermals  $z_1$  bestimmt.

Man weiß jetzt genau, mit welcher Höhe das Stufeneck (Schwallkopf) die Strecke durchläuft und hat nun noch zu berechnen, wie sich die Schwallhöhe an irgend einer Stelle im Laufe der Zeit ändert. Auf die bisher berechnete  $z$ -Kurve setzen sich nämlich während der Wanderung des Stufenecks Streifen (Abb. 136) auf, derart, daß in

der Zeit  $dt$  der Streifenzuwachs nach der Höhe  $\frac{\partial z_s}{\partial t} dt$  und nach der Länge  $\omega dt$  beträgt.

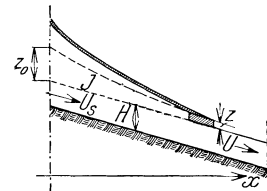


Abb. 136. Vorbau des Füllschwalles

Der Schwallkopf langt an der Stelle  $x_1$  nach Verlauf der Zeit  $\frac{x_1}{\omega}$  an und im Gerinne hat in dieser Zeit eine Speicherung von

$$(219) \quad (Q_0 - Q) \frac{x_1}{\omega} \text{ m}^3$$

Wasser stattgefunden; nimmt man nun im Einklang mit Beobachtungen an, daß die Schwallhöhe vom Einlaufe zum Kopfe gleichmäßig abnehme, so beträgt die Schwallhöhe am Einlaufe  $z_0 + z_{01}$ , am Schwallkopf  $z_1$  und die mittlere Schwallbreite  $y_{01}$ . Der Schwallinhalt beträgt

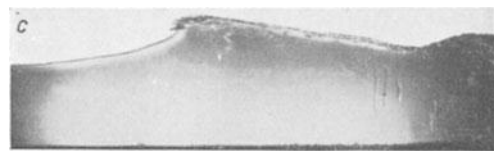
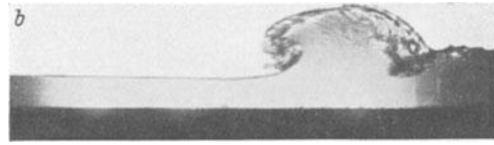
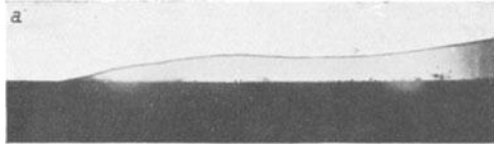


Abb. 137. Formen des Füllschalles über verschieden tiefem, stehendem Wasser. *a* im trockenen Gerinne, *b* und *c* über stehendem Wasser

$$(220) \quad x_1 \cdot y_{01} \cdot \frac{z_0 + z_{01} + z_1}{2} = (Q_0 - Q) \frac{x_1}{\omega}$$

aus dem

$$(221) \quad z_{01} = \frac{2(Q_0 - Q)}{\omega y_{01}} - (z_0 + z_1)$$

folgt, so daß nun die Höhenlage des Schwallrückens berechnet werden kann.

Füllschwalle, wie sie sich z. B. beim Einsturz eines Stauwerkes bilden, zeigen die Abb. 137 und 138; bei allen ist deutlich zu erkennen, daß die Kopfwelle den Schwallrückens überragt.

Der Stauschwall. Wird in einem offenen Gerinne fließendes Wasser plötzlich gehemmt, so hebt sich der Spiegel an der Hemmungsstelle, es entsteht im Wasserspiegel eine Stufe, die sich als sogenannter Stauschwall durch das Gerinne aufwärts bewegt.

Während des Aufwärtswanderns wird bei unveränderlicher Gerinnebreite die Stufenhöhe immer geringer, weil nicht nur ein Vorbau des Schalles, sondern auch eine annähernd parallele Hebung des Schwallrückens erfolgt. Für die Bemessung der Entlastungsorgane am Ende des Werksgrabens und der Höhe der Werksgrabenwandungen ist nun die Kenntnis dieser Spiegelbewegung im Werksgraben und im Turbinenvorhofe nötig.

Der Zufluß in den Werksgraben beträgt  $Q = U F$ , der Anteil  $\omega y_n z_n$  geht für den Vorbau der Stufe mit der Schnelligkeit  $\omega$  auf und der Rest  $U_s (F + y_n z_n)$  fließt unter der Stufe durch



Abb. 138. Ansichten verschieden hoher Füllschwalle

und hebt den Schwallrückens; allenfalls kann auch noch ein Teil  $Q_0$  durch Entlastungsorgane abfließen. Es besteht daher die Raumgleichung

$$(222) \quad U F = \omega y_n z_n + U_s (F + y_n z_n)$$

Zu beiden Seiten der Stufe ist der hydrostatische Druck verschieden; der gerinneaufwärts gerichtete Überdruck  $\gamma \left( F z_n + \frac{y_n z_n^2}{2} \right)$  verzögert das ankommende Wasser. Da eine Wasserschleibe, die in der Entfernung  $(U + \omega)$  vor der Stufe ist, nach Verlauf der Zeit 1 unter die Stufe

gerät, so wird durch den Überdruck die Masse  $\frac{\gamma}{g} F (U + \omega)$  von der Geschwindigkeit  $U$  auf  $U_s$  verzögert und man hat, da nach dem Impulssatze

$$\text{Masse} \times \text{Verzögerung} = \text{Kraft} \quad \text{ist,} \\ \frac{\gamma}{g} F (U + \omega) \cdot (U - U_s) = \gamma \left( F z_n + \frac{y_n z_n^2}{2} \right) \quad (223)$$

Aus (222) folgt

$$F (U - U_s) = (\omega + U_s) y_n z_n \quad (224)$$

und in (213) eingesetzt, ergibt sich

$$\frac{U + \omega}{g} (\omega + U_s) y_n = F_n + \frac{y_n z_n}{2} \quad (225)$$

oder

$$\omega^2 + (U + U_s) \omega + U U_s = g \left( \frac{F}{y_n} + \frac{z_n}{2} \right) \quad (226)$$

und endlich

$$\omega = -\frac{U + U_s}{2} + \sqrt{g \left( \frac{F}{y_n} + \frac{z_n}{2} \right) + \left( \frac{U - U_s}{2} \right)^2} \quad (227)$$

mit dieser Schnelligkeit  $\omega$  läuft der Schwall gerinneaufwärts. Bei bekanntem  $\omega$  kann die Höhe  $z_n$  der Stufe aus (222) gerechnet werden und man hat

$$z_n = \frac{F}{y_n} \frac{U - U_s}{\omega + U_s} \quad (228)$$

Wie schon erwähnt worden ist, nimmt die Stufenhöhe während des Aufwärtswanderns des Schalles ab, weil ein Teil des Zuflusses zur Hebung des Schwallrückens aufgeht. Versuche haben gelehrt, daß die Tiefen unter dem Schwallrücken gleichmäßig zunehmen, der Schwallumriß bewegt sich also parallel nach oben und die Zunahme der Schwalltiefe erfolgt gemäß der Beziehung

$$dz = \frac{\partial z}{\partial x} dx + \frac{\partial z}{\partial t} dt \quad (229)$$

in der  $\frac{\partial z}{\partial x}$  von der Zeit und  $\frac{\partial z}{\partial t}$  vom Ort unabhängig sind und überdies  $\frac{\partial z}{\partial x}$  stets negativ ist. Strömt  $Q_0$  am Gerinne aus, so gilt die Raumgleichung

$$Q = \omega y z + \frac{\partial z}{\partial t} \int_0^x b dx + Q_0 \quad (230)$$

aus der für die Hemmungsstelle am Grabenende, wo also  $x = 0$  ist, die Schwallhöhe

$$z_0 = \frac{Q - Q_0}{\omega_0 y_0} \quad (231)$$

folgt.

Bezeichnet  $J$  das ursprüngliche Spiegelgefälle und  $R_s$  den Profilradius unter dem Schwall an der Stufe, so beträgt das Spiegelgefälle am Schwallrücken

$$J + \frac{\partial z}{\partial x} \quad (232)$$

und die mittlere Geschwindigkeit am Schwallkopfe unter Verwendung der von Forchheimer aufgestellten Geschwindigkeitsformel

$$U_s = \frac{1}{n} R_s^{0,7} \left( J + \frac{\partial z}{\partial x} \right)^{0,5} \quad (233)$$

worin, wie nochmals erwähnt sei,  $\frac{\partial z}{\partial x}$  negativ ist. Unter dem Stufeneck strömt

$$Q_s = U_s F_s = Q - \omega y_n z_n \quad (234)$$

durch und es folgt daraus

$$U_s = \frac{Q - \omega y_n z_n}{F_s} \quad (235)$$

und weiter aus der Gleichsetzung von (235) und (233)

$$\frac{Q - \omega y_n z_n}{F_s} = \frac{1}{n} R_s^{0,7} \left( J + \frac{\partial z}{\partial x} \right)^{0,5} \quad (236)$$

oder

$$(237) \quad dx = \frac{dz}{\left(\frac{\omega y_n n}{F_s R_s^{0,7}}\right)^2 \left(\frac{Q}{\omega y_n} - z_n\right)^2 - J} = \frac{f^2 dz}{\left(\frac{Q}{\omega y_n} - z_n\right)^2 - f^2 J}$$

wobei wieder

$$(238) \quad f = \frac{F_s R_s^{0,7}}{n \omega y_n}$$

gesetzt wurde; dieses  $f$  darf bei der Berechnung des Schwallumrisses in der Regel längs des ganzen Gerinnes als konstant angesehen werden.

Die Integration zwischen den Grenzen  $x = 0$  und  $x = x_1$  bzw.  $z = z_0$  und  $z = z_x$  liefert

$$(239) \quad x_1 = \frac{f}{2\sqrt{J}} \left\{ \log \text{nat} \frac{\frac{Q}{\omega y_n} - z_x + f\sqrt{J}}{-\frac{Q}{\omega y_n} + z_x + f\sqrt{J}} - \log \text{nat} \frac{\frac{Q}{\omega y_n} - z_0 + f\sqrt{J}}{-\frac{Q}{\omega y_n} + z_0 + f\sqrt{J}} \right\}$$

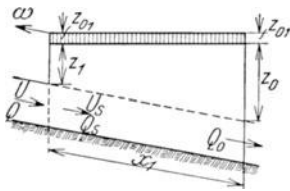


Abb. 139

woraus bei bekanntem  $x_1$  und  $z_0$  die Höhe  $z_x$  an der Stelle  $x = x_1$  hervorgeht. Mit  $z_x$  ist wieder in erster Annäherung

$$(240) \quad Q_1 = Q - \omega y z_x$$

gegeben und somit auch die Änderung  $z_g$  der Geschwindigkeitshöhe

$$(241) \quad z_g = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q_1^2}{F_1^2} - \frac{Q_0^2}{F_0^2} \right)$$

worin  $Q_1$  und  $F_1$  den Durchfluß bzw. den Querschnitt an der Stelle  $x_1$  bedeuten, die beide näherungsweise bekannt sind. Man bildet nun

$$(242) \quad z_1 = z_x - z_g$$

und erhält genauer

$$(243) \quad Q_1 = Q - \omega y z_1$$

Während der Wanderung des Stufeneckes von der Hemmungsstelle bis zur Stelle  $x = x_1$  ist der Schwallspiegel an der Hemmungsstelle von der ursprünglichen Schwallhöhe  $z_0$  um  $z_{01}$  weiter angestiegen (Abb. 139). Die Wanderung des Schalles von  $x = 0$  bis  $x = x_1$  erfordert die Zeit

$$(244) \quad t_{01} = \frac{x_1}{\omega}$$

und es gilt die neue Raumgleichung

$$(245) \quad (Q - Q_0) \frac{x_1}{\omega} = x_1 y_{01} \frac{z_1 + z_0 + 2z_{01}}{2}$$

wobei  $y_{01}$  die mittlere Schwallbreite zwischen  $x = 0$  bis  $x = x_1$  bedeutet. Aus (245) folgt das Maß der Hebung des Schwallrückens während der Wanderung des Stufeneckes von  $x = 0$  bis  $x = x_1$

$$(246) \quad z_{01} = \frac{Q - Q_0}{\omega y_{01}} - \frac{z_0 + z_1}{2}$$

Nach Ablauf der Zeit  $t_{01}$  hat der Schwall an der Stelle  $x = 0$  die Höhe  $z_0 + z_{01}$ , an der Stelle  $x = x_1$  jene  $z_1 + z_{01}$  erreicht.

Auch beim Stauschwall ist, wie es an den Aufnahmen der Abb. 140 deutlich zu erkennen ist, die Kopfwellen in der Regel höher als der nachfolgende Rücken.

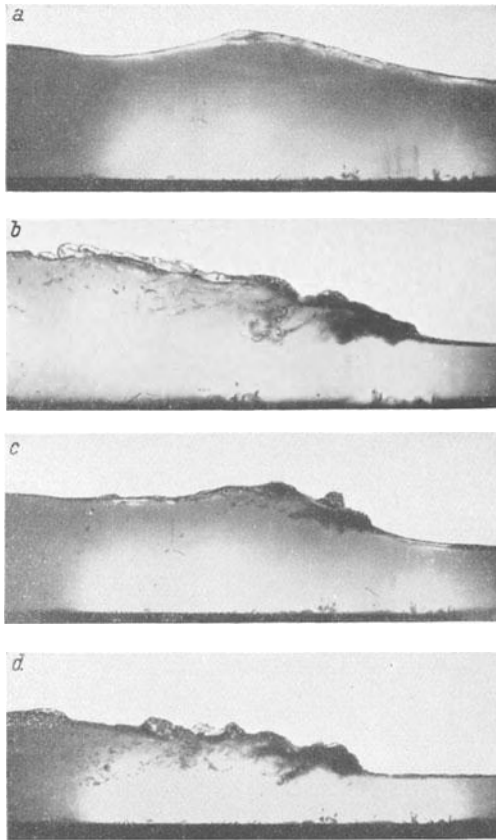


Abb. 140. Formen des Stauschalles über verschieden tiefem Wasser

Literatur: Bazin, H.: Recherches hydrauliques I. — Böß, P.: Berechnung der Wasserspiegellage. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. H. 284, S. 67 bis 96. V.D.I.-Verlag. 1927. — Boussinesq, J. V.: Mém. prés. par div. sav. 23, S. 382, 405. 1877. — Feifel, E.: Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. H. 205. Berlin. 1918. — Forchheimer, Ph.: Der Sprungschwall in Wasserläufen. Petermanns Mitt., 61, S. 115. 1921. — Derselbe: Hydraulik, 2. Aufl. Leipzig: B. G. Teubner. 1923. — Derselbe: Wasserschwall und Wassersunk. Wien: Deuticke. 1924. — Schoklitsch, A.: Über Dammbbruchwellen. Sitzungsberichte der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaften, Math.-naturw. Klasse, Abt. II a., Bd. 126, S. 1500. 1917.

### C. Die Bemessung von Speichern

Bei wasserbaulichen Anlagen zur Ausnützung des natürlich zufließenden Wassers wird sich im allgemeinen der Gang des Zuflusses mit dem Gange des Verbrauches auch nicht annähernd decken, so daß es notwendig ist, um den geplanten Gang des Verbrauches überhaupt zu ermöglichen, einen Speicher anzulegen, in dem zu Zeiten des Überschusses Wasser angesammelt wird, das als Zuschuß für jene Zeiten verwendet wird, in denen der geplante Verbrauch den natürlichen Zufluß übersteigt. Die in einem gegebenen Falle nötige Speichergröße kann rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt werden; das letztere Verfahren ist

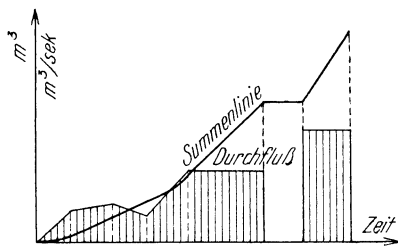


Abb. 141. Erklärung der Summenlinie

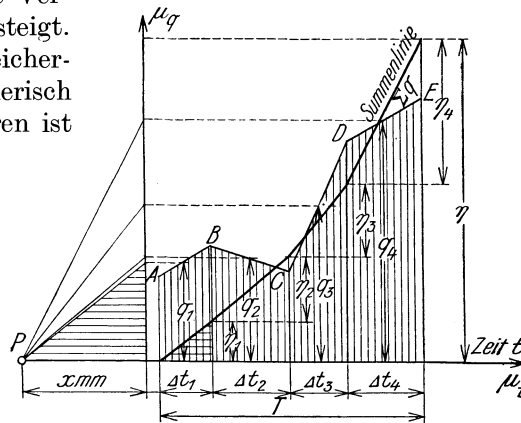


Abb. 142. Zeichnerische Ermittlung der Summenlinie

übersichtlicher, führt rascher ans Ziel und ist hinreichend genau, so daß es hauptsächlich angewendet wird. Es beruht auf der Anwendung der Summenlinien und es seien nun vorerst die Eigenschaften und das Zeichnen der Summenlinien kurz erläutert.

Eine Summenlinie ist die Integrallinie zu jener Linie, die die unregelmäßig schwankende Größe selbst (z. B. Durchflüsse) darstellt. Handelt es sich z. B. um Durchflüsse, deren Gang durch die in der Abb. 141 schraffierte Fläche dargestellt wird, so gibt die Summenlinie die von einem beliebigen Zeitpunkt an gezählten Summen der Durchflüsse an. Je größer die Durchflüsse innerhalb eines Zeitraumes sind, um so steiler steigt der entsprechende Abschnitt der Summenlinie an; beträgt der Durchfluß null, so verläuft während dessen Dauer die Summenlinie wagrecht.

Ist z. B. eine Durchflußlinie durch den Linienzug A bis E (Abb. 142) gegeben, so kann die zugehörige Summenlinie leicht zeichnerisch ermittelt werden. Man teilt hiezu die zwischen dem Linienzug und der Abszissenachse liegende Fläche durch Lotrechte in eine Reihe von Trapezen mit den Teilflächen  $f_1, f_2 \dots$ , ermittelt deren mittlere Höhen  $q_1, q_2 \dots$  und projiziert sie, wie es in der Abb. 142 veranschaulicht ist, auf die Lotrechte rechts vom Pol P. Hierauf zieht man von einem in der Entfernung  $x$  festgelegten Pol P aus Strahlen nach den früher erwähnten Projektionspunkten; diese geben schon die Neigung der einzelnen Summen-

linienelemente an, denn es verhält sich in den beiden wagrecht schraffierten Dreiecken

$$(247) \quad x : \Delta t_1 = q_1 : \eta_1$$

und es ist

$$(248) \quad \eta_1 = \frac{\Delta t \cdot q_1}{x} = \frac{f_1}{x}$$

Um also die Durchflußsumme  $f_1$  zu erhalten, braucht man nur die Ordinate  $\eta_1$  mit der Poldistanz  $x$  zu multiplizieren.

Werden die Summenlinienelemente in der in der Abb. 142 angedeuteten Weise seilpolygonartig aneinander gezeichnet, so gibt die Endordinate  $\eta$  mit der Poldistanz  $x$  multipliziert den Gesamtdurchfluß in der Zeit  $T$  an. Wird die Poldistanz  $x = T$  gewählt, so stellt die Endordinate gleichzeitig den mittleren Durchfluß während der Zeit  $T$  dar.

Man kann sich aber auch das früher erwähnte Multiplizieren mit der Poldistanz ersparen, wenn man die Ordinaten der Summenlinie nicht mit dem für die Auftragung der Durchflüsse  $q$  verwendeten Maßstabe, sondern mit einem eigenen mißt, dessen Teilung die folgende Betrachtung liefert. Sind die Durchflüsse  $q$  mit dem Einheitsmaße  $1 \text{ m}^3/\text{sec} = \mu_Q \text{ mm}$ , die Zeiten  $\Delta t$  mit  $1 \text{ sec} = \mu_t \text{ mm}$ , die Ordinaten  $\eta$  der Summenlinie mit  $1 \text{ m}^3 = \mu_\Sigma \text{ mm}$  und die Poldistanz mit  $x \text{ mm}$  aufgetragen, so verhält sich in den beiden früher erwähnten Dreiecken

$$(249) \quad q \cdot \mu_Q : \eta \mu_\Sigma = x : \Delta t \cdot \mu_t$$

und es ist

$$(250) \quad \mu_\Sigma = \frac{q \cdot \Delta t \cdot \mu_Q \cdot \mu_t}{\eta x}$$

und es gilt, da

$$(251) \quad \Delta t \cdot q = \eta$$

sein soll,

$$(252) \quad x = \frac{\mu_Q \mu_t}{\mu_\Sigma} \text{ mm}$$

Um also mit einem vorher festgelegten Einheitsmaße  $\mu_\Sigma$  die Ordinaten der Summenlinie unmittelbar messen zu können, muß die aus der obigen Gleichung berechnete Poldistanz  $x$  zur Zeichnung der Summenlinie verwendet werden.

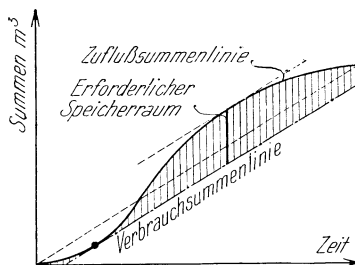


Abb. 143. Ermittlung des erforderlichen Speicherraumes aus der Zufluß- und der Verbrauchssummenlinie

Werden die Summenlinien des Zuflusses und des Verbrauches übereinander gezeichnet, so stellt der größte Ordinatenunterschied beider jenen Speicherraum dar, der mindestens vorhanden sein muß, damit beim gegebenen Gange des Zuflusses der geplante Gang des Verbrauches möglich wird. Die Verbrauchssummenlinie darf über die Zuflußsummenlinie niemals ansteigen und die Ordinaten beider Summenlinien können bei den meisten Aufgaben im Wasserbau nicht abnehmen.

Wird Anfangs- und Endpunkt einer Zuflußsummenlinie verbunden, so gibt die Neigung dieser Linie (Abb. 143) die Richtung der Verbrauchssummenlinie bei vollständiger Ausnutzung des Zuflusses und gleichmäßigem Verbrauch an. Die parallel zu dieser Linie von unten an die Zuflußsummenlinie gezogene Tangente gibt die mögliche Verbrauchssummenlinie und der größte Ordinatenunterschied beider ist der für diese Entnahme erforderliche Speicherinhalt. Ist der Verbrauch nicht gleichmäßig,

so kann je nach dem Gange desselben der nötige Speicherraum größer oder kleiner als der zuvor ermittelte werden.

Ein vollständiger Ausgleich zwischen Zufluß und Verbrauch wird vielfach nicht möglich oder nicht erforderlich sein; in der Regel wird ein Überschuß an Zufluß nach Verlauf einer längeren Zeit verbleiben. Man ermittelt dann den aus irgendwelchen Gründen möglichen, größten Speicherraum  $S$  und zeichnet eine Hilfslinie, indem man die Zuflußsummenlinie um  $S$  herabschiebt. Jede Verbrauchssummenlinie, die zwischen den beiden Linien gezeichnet wird, ist dann möglich. Wird z. B. ein Verbrauch gewünscht, der der in der Abb. 144 eingezeichneten Verbrauchssummenlinie entspricht, so ist eine vollkommene Ausnutzung des Zuflusses nicht möglich; dort, wo die Verbrauchssummenlinie die Hilfslinie schneidet, ist der Speicher voll und es beginnt Wasser überzulaufen. Wo die Verbrauchssummenlinie sich von

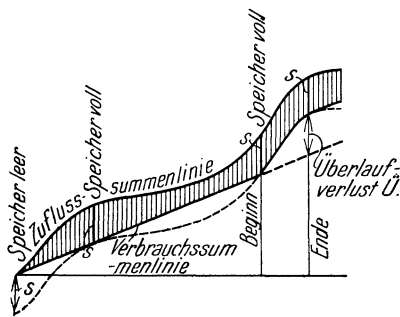


Abb. 144. Ermittlung der Verbrauchssummenlinie bei begrenztem Speicherraum

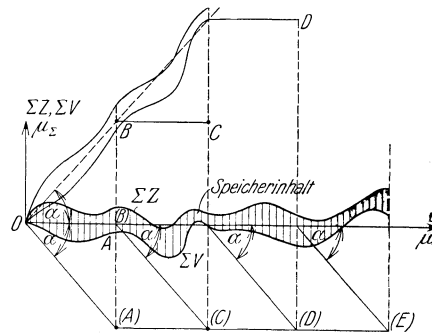


Abb. 145. Summenlinien, um den Winkel  $\alpha$  verschwenkt

der Hilfslinie wieder entfernt, ist das Überlaufen zu Ende und man kann in der in der Abb. 144 angedeuteten Weise auch die Überfallsverluste ablesen.

Vielfach werden hydrologische Untersuchungen über eine Reihe von Jahren ausgedehnt; werden dann zur Erzielung größerer Genauigkeit für die Summen große Einheitsmaßstäbe gewählt, so erfordert die bisher beschriebene Darstellung viel Raum. Man verschwenkt dann die Abszissen- (Zeit-) Achse um einen beliebigen Winkel  $\alpha$  und trägt die Summenlinie (Abb. 145) von dieser Achse aus auf; die sparsamste Raumausnutzung ergibt sich, wenn bei Betrachtung von Zufluß und Verbrauch in der Zeit  $T$ , innerhalb der die Zuflußsumme  $\Sigma z$  erreicht,

$$\alpha = \text{arc tg } \frac{\Sigma z \cdot \mu_\Sigma}{T \cdot \mu_t} \tag{253}$$

gemacht wird. Das Verschwenken hat hydraulisch die gleiche Bedeutung wie das Abziehen der Wassermenge  $\frac{\Sigma z}{T}$  m<sup>3</sup>/sec sowohl vom Zufluß als auch vom Verbrauch.

Literatur: Schoklitsch, A.: Graphische Hydraulik. Sammlung math.-phys. Lehrbücher. Bd. 21. B. G. Teubner. 1923.

### D. Die Entleerung von Weihern

Die Entleerungszeit von Behältern, die so regelmäßig sind, daß die Form ihres Hohlraumes mathematisch ausdrückbar ist, kann analytisch leicht berechnet werden. Im Wasserbau hat man es aber in der Regel mit ganz unregelmäßig geformten Behältern zu tun, z. B. Stauweihern, bei denen ein angenähertes, schrittweises zeichnerisches Verfahren rasch ans Ziel führt. Hat die Ablauföffnung den Querschnitt  $F$



und steht der jeweilige Wasserspiegel in der Höhe  $h$  über dem Schwerpunkte der Öffnung, so fließt in der Zeit  $\Delta t$  die Wassermenge

$$(254) \quad \Delta Q = \Delta J = \mu F \sqrt{2gh} \cdot \Delta t$$

ab und ebenso groß ist die Änderung  $\Delta J$  des Weiherinhaltes  $J$ . Der Ausfluß sowie die zugehörige Spiegelsenkung  $\Delta h$  kann nun in der in der Abb. 146 dargestellten

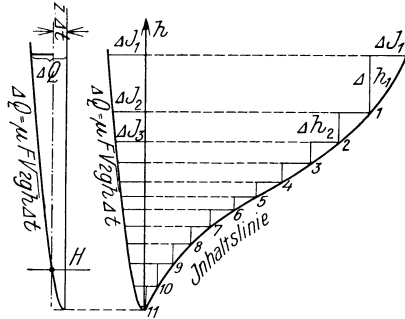


Abb. 146. Zeichnerische Ermittlung der Entleerungsdauer eines unregelmäßigen Weihers

Weise leicht zeichnerisch ermittelt werden. Die Konstruktion wird so oft wiederholt, bis der Weiher (Behälter) leergelaufen ist. Jede einzelnen Konstruktion entspricht einer Zeitspanne  $\Delta t$ ; waren bis zur Entleerung  $n$  Wiederholungen der Konstruktion erforderlich, so beträgt die Entleerungszeit

$$(255) \quad T = n \cdot \Delta t$$

Fließen während der Entleerung  $z$  m<sup>3</sup>/sec zu, so beträgt in der Zeit  $\Delta t$  der Zulauf  $z \cdot \Delta t$  und der Inhalt  $J$  ändert sich in dieser Zeit nur um

$$(256) \quad \Delta J = \Delta Q - z \Delta t$$

In der Abb. 146 ist auch die zeichnerische Ermittlung dieser Inhaltsänderung angedeutet; der Gang der übrigen Konstruktionen ist derselbe wie früher. Die tiefstmögliche Lage  $H$  des Wasserspiegels beim Zufluß  $z$  ergibt sich auch ohne weiteres zeichnerisch.

## E. Die Geschiebe und die Sinkstoffe

### 1. Die Schleppkraft

Wenn die unbehinderte Wasserbewegung in einem Gerinne betrachtet wird, dessen Wandung durch eine längs eines Querschnittsumrisses gleitende Erzeugende gebildet wird, so fällt auf, daß die Bewegung gleichförmig erfolgt; dann muß aber die Reibung am benetzten Umfang mit der in die Bewegungsrichtung fallenden Komponente des Gewichtes des abfließenden Wassers im Gleichgewichte stehen. Wird die Reibung auf der Flächeneinheit des benetzten Umfanges mit  $K$  (kg/m<sup>2</sup>), der Profilradius mit  $R$  (m), der Querschnitt mit  $F$  (m<sup>2</sup>), der benetzte Umfang mit  $P$  (m), das Eigengewicht des Wassers mit  $\gamma$  (kg/m<sup>3</sup>) und das Gefälle des Gerinnes mit  $J = \sin \alpha$  bezeichnet, so gilt daher mit den Bezeichnungen der Abb. 147

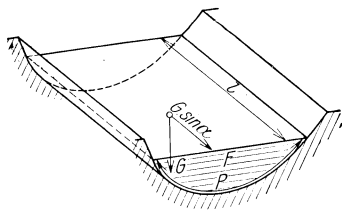


Abb. 147

$$(257) \quad G \cdot \sin \alpha = \gamma F \cdot l \cdot J = P \cdot l \cdot K$$

woraus für die auf die Flächeneinheit bezogene, flußauf gerichtete Wandreibung

$$(258) \quad K = \gamma J \frac{F}{P} = \gamma J R$$

folgt. Ihr gleich, aber flußab gerichtet, ist die Schleppkraft

$$(259) \quad S = \gamma J R$$

In einem Querschnitt überall gleicher Tiefe  $H$ , in dem die Breite gleich oder größer als die dreifache Tiefe ist, kann genügend genau für die Schleppkraft

$$(260) \quad S = \gamma J H$$

gesetzt werden.

Wenn die Sohle eines Gerinnes beweglich ist, also aus Geschiebe besteht, so gerät dieses in Bewegung, sobald die Schleppkraft eine gewisse Größe überschreitet, die von der Beschaffenheit des Geschiebes abhängt; diese Schleppkraft wird als Grenzsleppkraft  $S_0$  bezeichnet. Die Grenzsleppkraft, bei der bewegtes Geschiebe eben abgelagert wird, ist kleiner als jene, bei der es eben in Bewegung gerät; bei natürlichem Geschiebe beträgt der Unterschied etwa 30 v H der letzteren. Die Spannung zwischen den beiden Grenzsleppkräften wird aber um so kleiner, je gleichmäßiger und einheitlicher das Korn ist, während die Spannung größer wird, wenn Schlick die Geschiebe miteinander verkittet. Die Geschiebe geraten um so leichter in Bewegung, je kleiner, leichter und kugelähnlicher sie geformt sind und auf je kleinerem Geschiebe sie ruhen. Messungen des Kulturamtes Nürnberg haben z. B. ergeben, daß bei natürlicher Lagerung

gewöhnlicher Quarzsand, Durchmesser 0,4 bis 1 mm	bei $S_0 = 0,25-0,30$ kg/m <sup>2</sup>
„ „ „ „ 0,20 „ 0,40 „ „	$S_0 = 0,18-0,20$ „
gewöhnlicher Quarzsand bis zum Durchmesser von 2 mm	„ $S_0 = 0,40$ „
rundlicher Quarzkies vom Durchmesser 0,5 bis 1,5 cm	„ $S_0 = 1,25$ „
lehmiger Boden	„ $S_0 = 1,0 - 1,2$ „
grobes Quarzgerölle, Durchmesser von 4 bis 5 cm	„ $S_0 = 4,8$ „
plattiges Kalkgeschiebe, 1 bis 2 cm stark, 4 bis 6 cm lang	„ $S_0 = 5,6$ „

eben in Bewegung gerät.

Literatur: Kurzmann, S.: Beobachtungen über Geschiebeführung. München: A. Huber. 1919. — Leuchs, H.: Über die Bemessung der Durchflußprofile bei Fluß und Bachkorrekturen unter Zugrundelegung des Schleppkraftbegriffes. Der Kulturtechniker, 16, S. 143. 1913. — Schoklitsch, A.:<sup>1</sup> Über Schleppkraft und Geschiebebewegung. Leipzig: W. Engelmann. 1914.

## 2. Das Geschiebe und die Sinkstoffe und ihr Verhalten in fließendem Wasser

Die festen Teile, die durch fließendes Wasser fortbewegt werden, können zweckmäßig nach der Art ihrer Fortbewegung unterteilt werden in

1. Geschiebe, die gleitend, kollernd und springend an der Sohle fortgeschleppt werden und
2. Sinkstoffe, die in fließendem Wasser weite Strecken schwebend zurücklegen und nur bei Verringerung der Geschwindigkeit des Wassers, bzw. bei Änderung der Geschwindigkeitsverteilung wieder zu Boden sinken.

Die Entscheidung, ob sich feinere Sandkörner in einem Gerinne als Geschiebe oder als Sinkstoff bewegt haben, ist, wenn sie einmal abgelagert sind, nur in den seltensten Fällen möglich, da gewisse Korngrößen sich je nach der Turbulenz der Strömung sowohl als Geschiebe als auch als Sinkstoff bewegen können.

Die Geschiebe laufen, sobald die Grenzsleppkraft im Gerinne überschritten ist, an der Sohle fort; erfolgt die Geschiebebewegung sehr heftig, so vollführen einzelne wohl auch weitere Sprünge. Geschoben werden die Geschiebestücke meist nur, wenn sie flache Form haben und wenn sie eben in Bewegung geraten oder schon kaum mehr fortbewegt werden können. Die Bewegung der Geschiebe erfolgt nur in dünner Schicht, ähnlich dem vom Wind bewegten dösen Laub.

Sowohl die Geschiebe, wie auch die Sinkstoffe sind in natürlichen Gewässern ein Gemisch aus Körnern der verschiedensten Größe und Beschaffenheit und es ist vor allem nötig, diese Gemische hinsichtlich ihrer Größe gehörig zu charakterisieren. Zu diesem Zwecke werden Geschiebeprouben durch verschieden weite Siebe in an-

<sup>1</sup> In der Kritik der Formel von O. Leiner für die Schleppkraft auf Böschungen ist mir bedauerlicherweise ein Irrtum unterlaufen. Der letzte Satz im 3. Absatz auf S. 40 hat daher zu entfallen, während der übrige Teil der Kritik aufrecht bleibt.

nähernd korngleiche Gruppen sortiert und das Ergebnis der Siebanalyse wird graphisch dargestellt, indem zu den verschiedenen Maschenweiten der Siebe der zugehörige Siebdurchlaß aufgetragen wird (Abb. 148). Man erhält auf diese Weise die Mischungslinie, aus deren Verlauf man die Kornmischung leicht erkennen kann. Um für Vergleichszwecke die Geschiebemischung durch eine einzige Zahl annähernd bezeichnen zu können, wird die oberhalb und die unterhalb der Mischungslinie liegende Fläche planimetriert und das Verhältnis der beiden Flächen

$$(261) \quad k = \frac{a}{b}$$

gebildet, das dann mit einer für die meisten Fälle hinreichenden Genauigkeit die Charakteristik natürlicher Geschiebe als Zahl angibt. Zweckmäßig ist es, dem  $k$

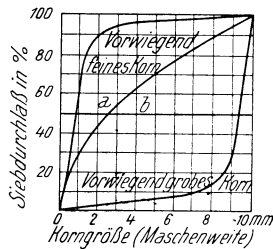


Abb. 148. Geschiebemischungslinie

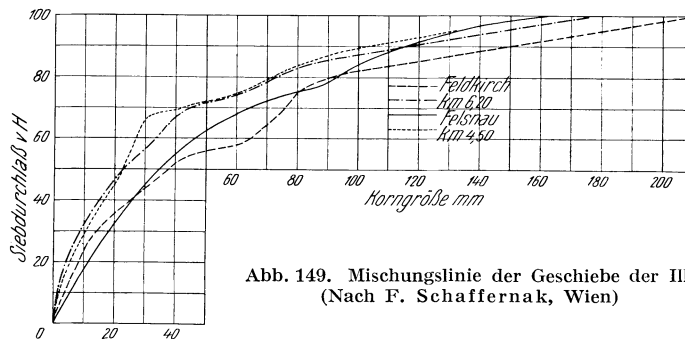


Abb. 149. Mischungslinie der Geschiebe der III. (Nach F. Schaffernak, Wien)

durch einen Index das Korngrößenintervall, auf das sich die Charakteristik bezieht, beizuschreiben, also für die Charakteristiken der in der Abb. 148 dargestellten Geschiebe, für die das Kornintervall 0 bis 10 mm beträgt,  $k_{10}$  zu schreiben, da man ja für ein und dasselbe Geschiebe, je nach dem der Charakteristik zu Grunde gelegten Kornintervall, verschiedene Werte erhält. Für manche Fragen kann es dann noch erforderlich werden, die petrographische Zusammensetzung der Geschiebe und die Formen der Körner anzugeben.

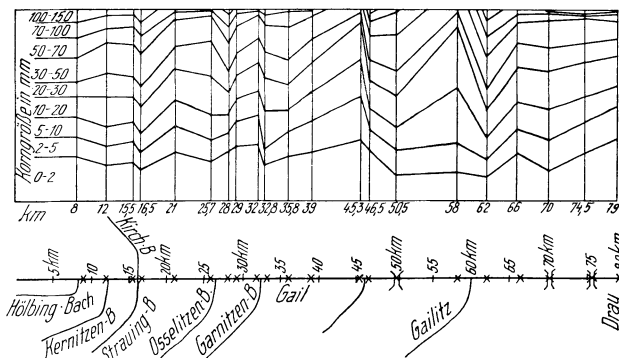


Abb. 150. Geschiebemischungsband der Gail. (Nach F. Schaffernak, Wien)

In der Abb. 149 ist das an der III ermittelte Geschiebemergisch durch seine Mischungslinien und in der Abb. 150 das Geschiebe der Gail in einer von der Mündung in die Drau 80 km aufwärts reichenden Strecke durch das von F. Schaffernak eingeführte „Geschiebemischungsband“ dargestellt.

Die Geschiebe aller Flüsse werden vom Ursprung gegen die Mündung hin kleiner; sie werden ja bei höheren Wasserständen teils an der Sohle fortgerollt, teils wandert über ruhende Körner Sand, wobei sich die Körner durch Abrieb und Schliff verkleinern. In den Ursprungsgebieten, wo die Flußgefälle noch größer sind und Hochwässer stürmisch ablaufen, prallen Geschiebe heftig aneinander und können dort auch durch Zertrümmerung verkleinert werden.

H. Sternberg hat unter der Annahme, daß der Abrieb sowohl dem Gewichte  $P$  des Geschiebekornes als auch dem zurückgelegten Weg  $s$  proportional ist, die Abnahme  $dP$  des Geschiebegewichtes  $P$  auf seiner Wanderung berechnet; danach ist

$$dP = -c P d s \tag{262}$$

oder

$$\log \text{ nat } P = -c s + C \tag{263}$$

An der Stelle  $s = 0$  ist  $P = P_0$  und man hat dort

$$\log \text{ nat } P_0 = C \tag{264}$$

und es ist weiter

$$\log \text{ nat } \frac{P}{P_0} = -c s \tag{265}$$

oder

$$P = P_0 e^{-c s} \tag{266}$$

$P_0$  bedeutet das Geschiebegewicht am Anfange der Beobachtungsstrecke und  $c$  ist der spezifische Abrieb (d. i. die Gewichtsabnahme eines 1 kg schweren Steines auf der Wegstrecke 1 m), der von der petrographischen Beschaffenheit des Steines abhängt und für den in den beiden Tabellen 24 und 25 eine Anzahl von Werten zusammengestellt ist. Statt der Geschiebegewichte  $P$  können ohne weiteres in die Gleichung (266) auch die Geschiebevolumina eingesetzt werden.

Diese Beziehung kann nur in solchen Flußstrecken angewendet werden, in denen das Geschiebe vorwiegend an der Sohle wandert. Im Oberlaufe der Flüsse, wo die Geschiebe heftig durcheinander geworfen werden und hauptsächlich durch Zertrümmerung verkleinert werden, gilt diese Beziehung nicht, ebenso gilt sie in jenen Flußstrecken nicht, in denen jahraus jahrein feiner Sand läuft, der auch die ruhenden Geschiebe abschleift.

Über den Abschleiß von Gesteinen und Baustoffen durch darüber laufendes Geschiebe und Sand ist wenig bekannt geworden. J. Stiny berichtet, daß Bauholz an Sperren am Nollbach (Antholzertal) nach etwa 20 Jahren bis 2 cm, am Rantenbach (Antholzertal) nach 20 Jahren bis 30 cm, am Silvesterbach bei Toblach nach 17 bis 18 Jahren um 10 bis 15 cm ausgeschliffen worden ist. Am Pfitscherbach bei Lüsen in Deutschsüdtirol wurden Porphyrböcke in etwa 30 Jahren um 3 bis 4 cm abgeschliffen und am Silvesterbach bei Toblach wurde durch die über eine Sperre 5 m tief abstürzenden Wassermengen der weiche Tonschiefer 4 m tief ausgekolkt.

Tabelle 24. Gemessene spezifische Abriebe von Gesteinen

Gestein	$\frac{c}{1/m}$	Gestein	$\frac{c}{1/m}$
Mergelkalk . . . . .	0,0000167	Gneis, Granit von . . .	0,0000050
Kalk . . . . .	0,0000100	„ „ bis . . .	0,0000033
Dolomit . . . . .	0,0000083	Amphibolit von . . . . .	0,0000035
Quarz . . . . .	0,0000033	„ bis . . . . .	0,0000020

Die Tatsache, daß sich die Gesteinsarten bei ihrer Fortbewegung an der Flußsohle als Geschiebe verschieden stark abnützen, bewirkt neben einer Änderung des Korngemisches auch noch eine petrographische Aufbereitung derart, daß die Geschiebe flußab immer ärmer an leicht zerreiblichen Gesteinsarten werden.

Die Geschiebecharakteristik ist aber auch an verschiedenen Stellen relativ kurzer Flußstrecken nicht konstant, da schon Änderungen der Strömungsrichtungen

Tabelle 25. Geschiebegrößen in einigen Flüssen  
(Nach H. Sternberg, L. W. Collet, Th. Hildebrand, F. v. Hoehenburger und F. Kreuter)

Fluß	Beobachtungsort	Ent- fernung km	Geschiebe- größe kg(cm <sup>3</sup> )	Spezifischer Abrieb $c \left( \frac{1}{m} \right)$	Fluß	Beobachtungsort	Ent- fernung km	Geschiebe- größe kg(cm <sup>3</sup> )	Spezifischer Abrieb $c \left( \frac{1}{m} \right)$	
Rhein	Weil . . . . .		kg 5,87		Iller	Immenstadt . . . .		kg 3,52		
		28,41		0,000 007 43			24,00		0,000 007 3	
	Neuenburg . . . .		4,75				54,00		2,95	0,000 011 5
		26,82		0,000 018 00			26,00		1,55	0,000 003 3
	Breisach . . . . .		2,90				22,00		1,42	0,000 004 8
		35,49		0,000 007 22					1,27	
	Kappel-Rheinau		2,25							
		48,39		0,000 008 25						
Rhein	Freistett . . . . .		1,15			Graz . . . . .		cm <sup>3</sup> 224		
		40,50		0,000 009 83			10,00		0,000 019 6	
	Au-Lauterburg .		1,00				16,00		184	
		81,30		0,000 020 10			17,00		132	
	Mannheim . . . . .		0,10				13,00		117	
							15,00		81	
							12,00		60	
							18,00		50	
Rhein	Tardisbrücke . . .		kg 120,0		Mur	Wildon . . . . .		132		
		5,0		0,000 133			17,00		0,000 007 6	
	Ragaz . . . . .		60,0				13,00		0,000 027 9	
		8,2		0,000 144			15,00		0,000 019 6	
	Trübbachbrücke		16,0				12,00		0,000 015 1	
		8,3		0,000 056			18,00		0,000 022 5	
	Sevelen-Vaduz .		10,0				19,00		0,000 023 5	
		4,4		0,000 045					21	
	Buchs . . . . .		8,2						500	
		4,8		0,000 051				17,50		0,000 028 6
	Haag . . . . .		6,4				14,50		0,000 034 4	
		12,6		0,000 029			2,00		180	
	Oberriet . . . . .		4,4				0,80		0,000 241 0	
		3,5		0,000 066					110	
	Montlingen . . . .		3,5						60	
		3,7		0,000 070						
	Kriesern . . . . .		2,7							
		7,0		0,000 043						
Schmitterbrücke		2,0								
	3,5		0,000 030							
Au-Oberfähr . . .		1,8								
	1,4		0,000 041							
Au-Monstein . . .		1,7								
	1,8		0,000 108							
St. Margarethen		1,4								
	6,7		0,000 081							
Rheineck . . . . .		0,8								
	4,4		0,000 065							
Altenrhein . . . . .		0,6								

des Wassers eine Kornsortierung bewirken, die um so weitgehender ist, je un-  
vermittelter der Richtungswechsel der Strömung ist. Als Beispiel (Abb. 151) sei die  
Geschiebesortierung in einem Gerinnebogen durch Linien gleichen Geschiebe-

gemisches (gleicher Charakteristik  $k_{10}$ ) dargestellt; in den Gerinnebogen *A* lief gröberes Geschiebe mit der Charakteristik  $k_{10} = 0,24$ , im Bogen *B* feines mit der Charakteristik  $k_{10} = 0,065$  ein. Man erkennt deutlich, daß sich an der Bogenaußenseite, dort, wo der Kolk entsteht, das gröbste ablagert, während an der Bogeninnenseite feines Geschiebe wandert. An der Innenseite des Bogens folgt das Geschiebe ziemlich genau der Bogenbahn, so daß das Ende der Sandbank, die sich an der Bogeninnenseite festsetzt, fast nur aus feinem Material besteht, während das grobe Geschiebe in den Bogen nach Bahnen läuft, die der Krümmung des Gerinnes nur geringfügig folgen und von einer Geraden nur wenig abweichen. Das grobe und das feine Geschiebe, das in der Nähe jedes Ufers läuft, das in die Bogenaußenseite übergeht,

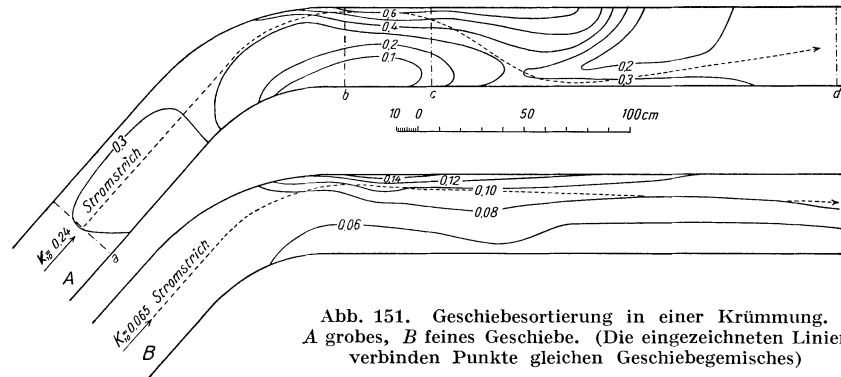


Abb. 151. Geschiebesortierung in einer Krümmung. *A* grobes, *B* feines Geschiebe. (Die eingezeichneten Linien verbinden Punkte gleichen Geschiebegemisches)

gelangt auf seiner Wanderung in den Kolk und wird hier sortiert. An der Außenseite des Bogens liegt der Wasserspiegel höher als an der Innenseite; infolge dieses Quergefälles werden alle Wasserteilchen gegen den Bogenmittelpunkt beschleunigt, wobei die an der Sohle langsam fließenden Schichten stärker abgelenkt werden als die rasch fließenden der Oberfläche. Es bildet sich in den Gerinnebögen auf diese Weise eine Spiralströmung aus, bei der an der Bogenaußenseite rasch fließendes Wasser an der Wandung untertaucht und an der Kolkböschung innen wieder aufsteigt, wobei Geschiebe, das in den Kolk gelangt ist, von der Bogenaußenseite weg gegen die innere Kolkböschung getrieben wird. Der feine Sand klettert hierbei über die Böschung empor und gelangt in die Bogeninnenseite, während das gröbere Geschiebe nicht so hoch emporgehoben wird und längs der Böschung und am Kolkboden fortwandert. Das Ende des Kolkes bildet eine Ablagerung groben Geschiebes, während im selben Querschnitte an der Bogeninnenseite nur feiner Sand liegt. In einiger Entfernung vom Bogen stellt sich dann wieder allmählich die ursprüngliche Geschiebemischung ein.

In den beiden Gerinnebögen ist auch der Stromstrich eingezeichnet, der annähernd mit dem Talweg übereinstimmt; ein Vergleich der beiden Stromstriche lehrt nun, daß die Lage derselben durch die Sortierung der Geschiebe im Bogen sehr bedeutend beeinflusst wird, und daß ein Gerinnebogen z. B. dann, wenn am Auslauf des Krümmungskolkes grobe Geschiebe liegen bleiben (Abb. 151 A), das Serpentinieren des Talweges oder auch allenfalls die Bildung eines „schlechten Passes“ (vgl. S. 146) einleiten kann. Je unvermittelter der Richtungswechsel im

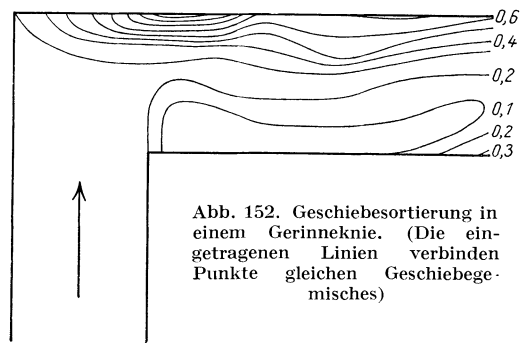


Abb. 152. Geschiebesortierung in einem Gerinneknick. (Die eingetragenen Linien verbinden Punkte gleichen Geschiebegemisches)

Gerinne erfolgt, desto weitgehender wird das Gemisch sortiert, wie ein Blick in die Abb. 152 lehrt und ähnlich erfolgt die Entmischung auch an Abzweigen.

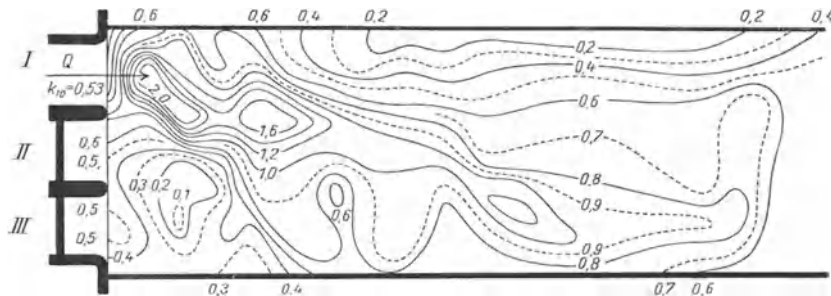


Abb. 153. Geschiebesortierung unterhalb eines Wehres (vgl. Abb. 154)

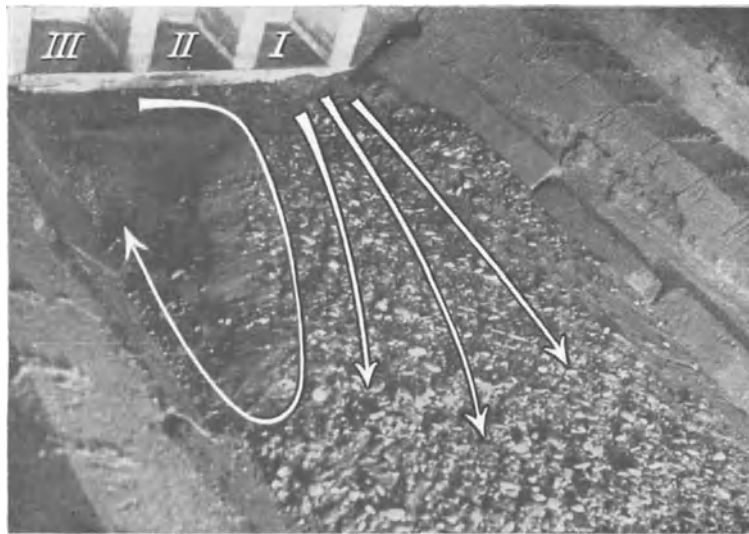


Abb. 154. Geschiebesortierung unterhalb eines Wehres. Grobes Geschiebe  $K_{10} = 0,53$ , Durchfluß  $1100 \text{ m}^3/\text{sec}$ , Grundablaß I offen (Modellversuch)

Auch plötzliche Querschnittsänderungen bewirken eine Kornsortierung des Geschiebegemisches. Als Beispiel sei die Abb. 153 angeführt, die die Geschiebecharakteristik unterhalb eines Wehres darstellt, wenn nur durch eine Seitenöffnung

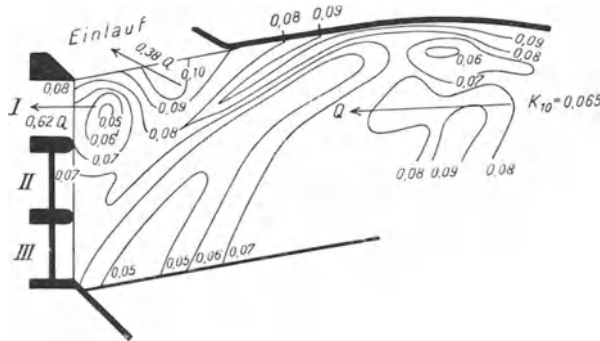


Abb. 155. Geschiebesortierung im Stauraum vor dem Einlauf. (Die eingetragenen Linien verbinden Punkte gleichen Geschiebegemisches)

Wasser abgelassen wird, und die Abb. 154 veranschaulicht eine photographische Aufnahme desselben Versuches.

In Geschiebeablagerungen, wie z. B. in Sandbänken oder Mündungsdeltas von Flüssen,

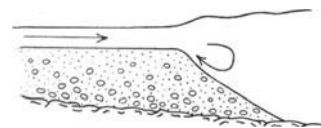


Abb. 156. Bewegungsweise einer Sandbank

weist die Geschiebecharakteristik auch in verschiedenen Tiefen wesentliche Unterschiede auf. Vor jeder Sandbank wandert nämlich ein wagrechter Wirbel, wie ihn die Abb. 156 veranschaulicht, der das über den Kopf der Sandbank herabkollernde Geschiebe sortiert, indem er das feinere Geschiebe zurückhält, während das gröbere, das er nicht in der Höhe zu halten vermag, bis zum Fuße der Böschung durchkollert (Abb. 157). Im tiefen Wasser vor der Sandbank wird feiner Sand und Schlamm abgelagert, den das Wasser schwebend mitführt und auf diesen Ablagerungen schiebt sich die Sandbank vor. Bei abflauendem Hochwasser werden die größten Geschiebe nicht mehr bewegt, während die feineren noch laufen (Abb. 158) und aus der obersten Schicht der Sohle herausgespült werden, so daß eine Auspflasterung der Sohle mit grobem Geschiebe entsteht; diese Deckschicht der Sohle enthält ähnlich wie der Böschungsfuß der Sandbank vielmehr grobes Geschiebe als die dazwischen liegenden Schichten.

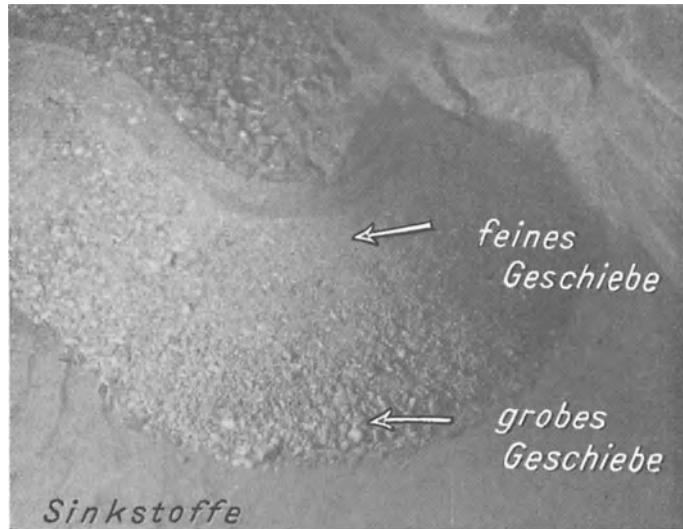


Abb. 157. Geschiebesortierung in einer Sandbank

Die Sinkstoffe werden, wie schon erwähnt, über weite Strecken schwebend vom Wasser fortgeführt und sie haben daher nur sehr kleine Kornabmessungen; als Beispiel sei die Charakteristik der Sinkstoffe in der Mur bei Bruck anlässlich eines Hochwassers in der Abb. 159 gezeigt. In den größeren Alpenflüssen darf etwa 1 mm als Durchmesser des größten Kornes angesehen werden, das noch dauernd schwebend fortbewegt

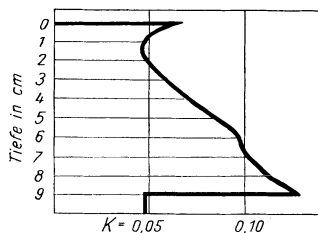


Abb. 158. Charakteristik des Geschiebes in einer 9 cm tiefen Sandbank bei ausgebildeter Sohlenauspflasterung

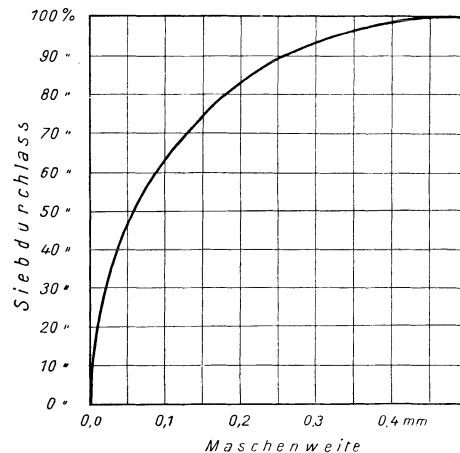


Abb. 159. Mischungslinie der Sinkstoffe der Mur bei Bruck in der Nähe des Wasserspiegels während des Hochwassers am 10. Okt. 1923

werden kann. Die einzelnen Körnchen werden im Wasser von den lotrecht aufwärts gerichteten Geschwindigkeitskomponenten bei der turbulenten Bewegung schwebend erhalten, die um so größer sind, je rascher und je wirbelnder das Wasser fließt.



### 3. Die Geschiebe- und Sinkstoffbewegung in Flüssen

Das Geschiebe wird, wie es früher erläutert worden ist, durch das Wasser in Bewegung gesetzt, sobald die Grenzscherppkraft überschritten ist. In einem natürlichen Flußlaufe besteht nun das Geschiebe aus Körnern der verschiedensten Größe; bei einem solchen Gemische kann man eigentlich nicht von einer Grenzscherppkraft sprechen, weil jede Korngröße bei lockerer Lagerung bei einer anderen Scherppkraft zu laufen beginnt und der feinste Sand fast das ganze Jahr in Bewegung ist. Die Erfahrung hat aber gelehrt, daß an der Sohle bei abflauendem Hochwasser die größeren Geschiebestücke liegen bleiben, während die feineren noch wandern und daß sich auf diese Weise die schon früher erwähnte Auspflasterung der Sohle (vgl. S. 133) mit größeren Geschieben bildet. Die Poren zwischen diesen Stücken werden durch Schlick verkittet und die so gebildete Deckschicht schützt das darunter

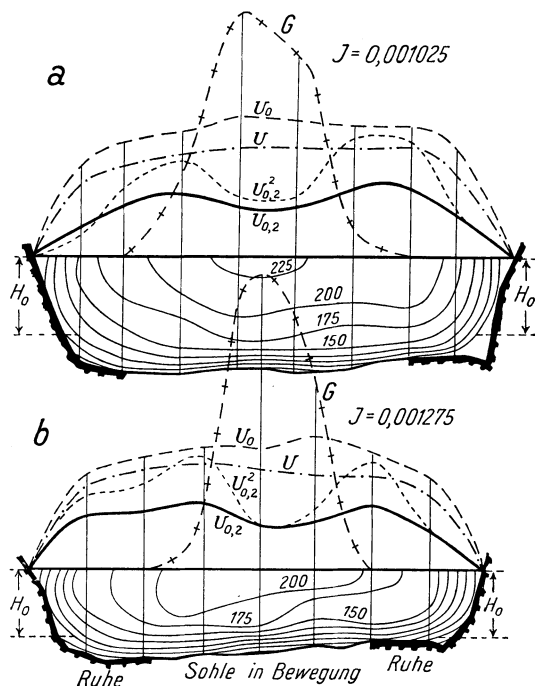


Abb. 160. Verteilung des Geschiebetriebes über die Sohle der Tiroler Ache bei Baumgarten nach Messungen von S. Kurzmann

Ergebnisse erhalten. Die von F. Kreuter seiner Theorie des Geschiebetriebes zugrunde gelegte Annahme, daß Geschiebe überall dort in Bewegung sein müsse, wo die Wassertiefe größer als die Grenztiefe  $H_0$  ist, war zwar sehr einleuchtend, sie wird aber durch diese Messungen klar widerlegt, und es sind mithin auch alle Folgerungen Kreuters hinfällig. Die Messungen haben aber auch erwiesen, daß es unzulässig ist, eine Beziehung zwischen dem Geschiebetrieb und der Sohlengeschwindigkeit herzustellen, denn die Sohlengeschwindigkeit ist gerade in der Gerinnemitte, wo am meisten Geschiebe wandert, wesentlich kleiner als am Rande des Geschiebestromes.

Die Menge des bewegten Geschiebes, der Geschiebetrieb, hängt vom Eigengewicht des Geschiebematerials, von der Kornmischung und von der Form der Körner ab; durch Laboratoriumsversuche konnte A. Schoklitsch feststellen, daß der Geschiebetrieb über dem Breitenmeter des Bettes dem Quadrat des Spiegelgefälles und dem Überschusse des Durchflusses  $Q$  über jenen Durchfluß  $Q_0$ , bei dem

liegende Geschiebegemisch vor dem Angriff des abfließenden Wassers. Erst wenn die Scherppkraft so hoch angewachsen ist, daß sie die Deckschicht aufzureißen vermag, gerät das Geschiebe wieder in Bewegung und man kann diese als Grenzscherppkraft für den betrachteten Querschnitt ansehen; sie sei mit  $S_0$ , die zugehörige mittlere Tiefe mit  $H_0$  und der dazugehörige Durchfluß mit  $Q_0$  bezeichnet.

In einem langen, geraden, rechteckigen Gerinne mit glatten Seitenwänden wandert das Geschiebe vielfach gleichmäßig über der ganzen Gerinnesohle. In natürlichen Gerinnen ist die Geschiebewanderung auf einen Streifen des Gerinnes beschränkt. S. Kurzmann hat an der Tiroler Ache bei Baumgarten durch Auffangen des Geschiebes an der Sohle die Verteilung des Geschiebetriebes  $G$ , d. i. die Menge des Geschiebes, die in der Sekunde über einen Breitenmeter der Sohle wandert, gemessen und die in der Abb. 160 gezeigten

das Geschiebe eben noch in Bewegung gerät, proportional ist. Da aber in einem natürlichen Gerinne die Breite des Geschiebestromes, wie schon betont wurde, nicht voraussagbar ist, die Kornmischung des Geschiebes je nach dem Durchflusse und der Speisung des Geschiebestromes in weiten Grenzen schwankt und auch das Spiegelgefälle  $J$  erfahrungsgemäß nicht mit der erforderlichen Schärfe gemessen werden kann, kann nach dem heutigen Stande der Forschung von einem „Rechnen“ mit Geschiebetrieb in der Regel keine Rede sein, man kann höchstens mehr oder minder zutreffende Schätzungen durchführen.

Handelt es sich nun um die Untersuchung des Geschiebetriebes in einem geschlossenen Querschnitte, in dem der Durchfluß nirgends ausufern kann, so kann der Geschiebetrieb innerhalb eines Jahres, also die Geschiebefracht genügend genau gleich

$$\mathfrak{G} = \varphi' J^2 \Sigma (Q - Q_0) = \varphi \Sigma (Q - Q_0) \tag{267}$$

gesetzt werden, wenn angenommen wird, daß das Gefälle  $J$  annähernd konstant bleibt und  $Q_0$  den Durchfluß bedeutet, bei dem das Geschiebe eben in Bewegung gerät. Wird für den Durchfluß  $Q$  über den Breitenmeter des Gerinnes unter Anwendung der Geschwindigkeitsformel von Ph. Forchheimer

$$Q = \frac{1}{n} J^{0,5} H^{1,7} \tag{268}$$

gesetzt, so kann für die Geschiebefracht in einem Gerinne, dessen Breite sich nicht wesentlich mit dem Wasserstande ändert, auch geschrieben werden

$$\mathfrak{G} = \varphi'' \Sigma (H^{1,7} - H_0^{1,7}) \tag{269}$$

Die Ermittlung des Abfuhrbeiwertes  $\varphi$  bzw.  $\varphi'$  bereitet nun erhebliche Schwierigkeiten. Anhaltspunkte für Schätzungen bietet die in der folgenden Tabelle 26 enthaltene Zusammenstellung aller erlangbaren Erhebungen über die Ablagerungen in Stauräumen. Unter Ablagerungen sind aber sowohl Geschiebe als auch Sinkstoffe zusammengefaßt und man kann nun für die Alpengebiete annehmen, daß der Anteil der Geschiebe etwa zwei Fünftel beträgt.

Wird als Beispiel die Mur bei Frohnleiten (Niederschlagsgebiet  $F = 6300 \text{ km}^2$ ) herausgegriffen, so wird dort im Durchschnitte mit etwa  $130000 \text{ m}^3$  Geschiebe jährlich zu rechnen sein, die bei Durchflüssen von etwa  $Q_0 = 150 \text{ m}^3/\text{sec}$  in Bewegung

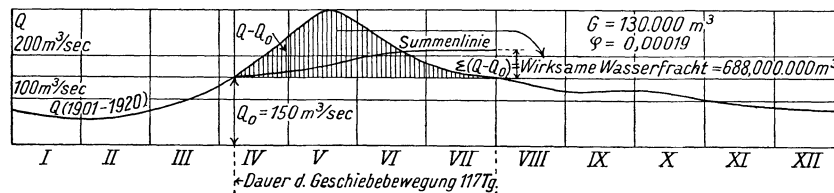


Abb. 161. Gang des Geschiebetriebes in der Mur bei Frohnleiten

geraten. Die wirksame Wasserfracht beträgt  $\Sigma (Q - Q_0) = 688000000 \text{ m}^3$ , so daß die Abfuhrziffer für diese Stelle der Mur  $\varphi = 0,00019$  und weiter die in der Abb. 161 dargestellte Ganglinie für den Geschiebetrieb folgt.

Wittmann hat die oben angegebene Formel für die Geschiebefracht auf Grund 34jähriger Beobachtungen an einer 80 km langen Rheinstrecke zwischen Basel und Kehl überprüft und voll bestätigt gefunden; für den Beiwert  $\varphi$  hat er in dieser Strecke  $0,00013$  gefunden.

Tabelle 26. Beobachtete Anlandungen in Stauräumen

Nr.	Flußlauf	Messung der Ablagerung	Beobachtungs-		Einzugs- gebiet $F'$ km <sup>2</sup>	Beobach- tete Ab- lagerung $G$ m <sup>3</sup>	$\frac{G}{F}$	Quelle
			Zeit	Dauer Jahre				
1	Luscharibach bei Saifnitz	Verlandung eines Talsperren- beckens	1876	1	4,4	30000	6820	Kowatsch, M.: Das obere Fella- gebiet, S. 25. Wien. 1881.
2	Vogelbach bei Pontebba	Verlandung eines Talsperren- beckens	1862 bis 1880	18	10,0	15500	1545	Kowatsch, M.: Das obere Fella- gebiet, S. 48. Wien. 1881.
3	Zinkenbach	Deltazuwachs im Wolfgangsee	1875 „ 1893	18	56,8	7390	130	Müllner, J.: Geographische Ab- handlungen, Bd. 4. Wien. 1896
4	Torre bei Tarcento	Deltazuwachs im Stauräume	1896 „ 1909	—	62,0	12000	193	Singer, M.: Zeitschr. f. Gewässer- kunde, Bd. 11, S. 239. 1913
5	Gail bei Wetzmann	Verlandung einer Sperre	1883 „ 1884	1	324,0	600000	1852	Friedrich, J.: Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1919
6	Celina b. Monte Reale	Deltazuwachs im Stauräume	1904 „ 1905	1	436	840000	1926	wie 4
7	Reuß	Deltazuwachs im Vierwald- stättersee	1851 „ 1878	27	832	146200	177	Heim, A.: Jahrb. d. Schw. Alpen- klubs, Bd. 16. 1879
8	Bregenzer Ache	Deltazuwachs im Bodensee	1861 „ 1885	24	830	129300	156	Wey, J.: Schw. Bauztg. 1887
9	„ „	„ „	—	—	830	87410	104	Keller: Zentralbl. d. Bauverwalt., S. 637. 1916
10	Kander	Deltazuwachs im Thunersee	1714 „ 1866	152	1073	373420	348	Steck, Th.: 11. Jahresbericht d. Geogr. Ges. Bern
11	Tiroler Ache	Deltazuwachs im Chiemsee	1879 „ 1882	1?	1015	178000	175	Bayberger, E.: Mitt. d. Ver. f. Erdkunde. 1889. — Penek: Jahrb. f. Min. u. Geol. 1890.
12	„ „	Deltazuwachs im Chiemsee	1879 „ 1913	34	1015	Nur Ge- schiebe 85500	84,2	Kurzmann, S.: Beobachtungen über Geschiebeführung, S. 37

			1909 ,, 1910	1	1015	197000	194	wie 4
13	Tiroler Ache	Deltazuwachs im Chiemsee	1878 ,, 1898	21	2648	428570	162	Brückner, E.: Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1910
14	Aare	Deltazuwachs im Bielersee	1878 ,, 1897	—	1392	335400	241	wie 9
15	„	„ „ „	1897 ,, 1913	—	1392	156000	121,1	wie 9
16	„	„ „ „	1863 ,, 1883	20	6351	493600	78	wie 8
17	Rhein	Zuwachs am alten Delta im Bodensee	1906 ,, 1910	5	6351	1122800	177	Mitt. d. intern. Rheinregulierung Rorschach
18	„	Zuwachs am neuen Delta im Bodensee	1860 ,, 1910	—	622	74000	119	wie 9
19	Linth	Deltazuwachs im Walensee	1878 ,, 1899	—	1800 ?	244430	430	Collet, L. W.: S. 140
20	Verdon bei Quinson	Deltazuwachs in einem Stauweiher	—	—	1980	109500	55	wie 20
21	Arve	Deltazuwachs in einem Stauweiher	—	14	1261	71000	56	wie 20
22	Soane	Deltazuwachs im Perollsee	—	16	1261	80000	63	wie 20
23	„	„ „ „	1914 ,, 1917	3	—	191200	—	Schaffernak, F.: Die Wasserwirtschaft, H. 15, 16. Wien. 1924
24	Saalach bei Reichenhall	Deltazuwachs im Stauraume	1918 ,, 1920	2	—	209700	—	wie 24
25	Saalach bei Reichenhall	„ „ „	1918 ,, 1920	2	14000	858000	61	Mitteilung
26	Drau bei Marburg	Stauraumanlandung	1920 ,, 1921	1	14000	720000	51	wie 26
27	„ „ „	„	1840 ,, 1871	32	537	1864000	3471	Markus, E.: Das landw. Meliorationswesen in Italien. Wien. 1881
28	Lamone	Ablagerung im Kolmationsbecken	1903 ,, 1911	9	67	8000	119	wie 4
29	Wienfuß bei Weidlingau	Ablagerung im Klärbecken						

Während der Geschiebebewegung stellen sich die verschiedensten, den Grenzdurchfluß  $Q_0$  übersteigenden Durchflüsse ein; bei den größten vorkommenden bewegen sich zwar viel Geschiebe, solche Durchflüsse halten aber nur kurz an und vermögen daher nur geringe Umwälzungen in der Sohlenform des Gerinnes hervorzurufen, während die geringeren,  $Q_0$  eben übersteigenden Durchflüsse zwar lange anhalten, aber nur geringfügig Geschiebe fördern. Zwischen den beiden äußersten geschiebefördernden Durchflüssen wird es nun einen geben, der die ausgiebigsten Veränderungen im Bett innerhalb eines Jahres hervorbringt; dieser wird bettbildender Durchfluß und der zu ihm gehörige Wasserstand nach F. Schaffernak bettbildender Wasserstand genannt. Der bettbildende Durchfluß  $Q$  wird demnach als jener definiert, der unter Berücksichtigung seiner Dauer unter allen Durchflüssen innerhalb eines Jahres das meiste Geschiebe befördert. Seine Ermittlung erfolgt nach dem ohne weiteres verständlichen Schema in der Abb. 162.

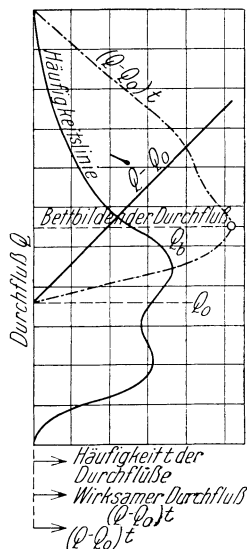


Abb. 162. Ermittlung des bettbildenden Durchflusses

Über den Sinkstofftrieb und die Sinkstofffracht sind unsere Kenntnisse noch mangelhafter als über den Geschiebetrieb. Den Ingenieur interessiert nun im allgemeinen nicht die Gesamtmenge aller schwebend fortbewegten Teilchen, sondern nur jener Anteil, der sich unter gewissen Voraussetzungen, z. B. in einem Stauraum oder in einem Werksgraben, ablagern kann. Während die Gesamtmenge der vom Wasser fortgeführten Sinkstoffe durch fortlaufende systematische Messungen ermittelt werden kann, ist der oben erwähnte Anteil der Sinkstoffe, der den Ingenieur interessiert, noch nirgends allein, sondern immer nur gemeinsam mit den abgelagerten Geschieben gemessen worden und die Trennung kann nur durch Schätzung erfolgen.

Die vom Wasser fortgeführten Sinkstoffe sind nicht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. An der Sohle eines Gerinnes ist ein höherer Gehalt an Sinkstoffen zu erwarten als an der Oberfläche, da an der Sohle einerseits fortwährend Schlamm aufgewirbelt wird, andererseits das Wasser an der Sohle durch den von oben herabsinkenden Schlamm fortwährend angereichert wird. So haben Beobachtungen von Humphreys und Abbot am Mississippi an der Sohle um 6 v. H. mehr Schlamm ergeben als an der Oberfläche. Im Suttley bei Rupar im Punjab (Indien) beobachtete R. B. Buckley die Schlammführung in verschiedenen Tiefen und stellte die nebenstehende lehrreiche Tabelle 27 zusammen.

Versuche von M. Surell im Rhein ergaben bei einer mittleren Geschwindigkeit von etwa 2,5 m/sec an der Sohle um 88 v. H. mehr Sinkstofftrieb als an der Oberfläche. Diese großen Unterschiede in der Verteilung der Sinkstoffe über den Querschnitt lassen ohne weiteres erkennen, daß es unzulässig ist, aus dem an irgend einem beliebigen Punkte des Querschnittes ermittelten Sinkstofftrieb auf den Sinkstofftrieb im ganzen Querschnitt zu schließen. Auch die Qualität des Schlammes ist nicht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt; die unteren Schichten führen in der Regel, wie einige in der Mur angestellte Messungen erwiesen haben, größere Körner als die Schichten in der Nähe des Spiegels.

Der Durchfluß in einem natürlichen Flusse ist nie mit Sinkstoffen gesättigt und der Sinkstoffgehalt ist selbst bei gleichen Wasserständen so großen Schwankungen unterworfen, daß es ausgeschlossen ist, eine Beziehung zwischen dem Durchfluß bzw. dem Wasserstand und dem Sinkstofftrieb aufzustellen.

Die vom Wasser abgeführten Sinkstoffe werden durch lotrecht aufwärts gerichtete Strömungen, die beim turbulenten Abfluß des Wassers auftreten, schwebend erhalten

Tabelle 27. Verteilung der Sinkstoffe über den Querschnitt im Suttley bei Rupar (Indien)

	Datum der Beobachtung					
	7. 7. 1894	29. 7. 1894	18. 6. 1895	14. 8. 1895	30. 7. 1896	6. 7. 1897
Mittlere Geschwindigkeit m/sec . . . .	2,35	3,30	1,93	2,93	1,25	1,31
Verhältnis des Sinkstoffgewichtes zum Wassergewicht an der Oberfläche ..	0,0145	0,0079	0,0169	0,0122	0,0018	0,0033
Gewicht der Sinkstoffe in 1 m <sup>3</sup> Wasser an der Oberfläche . . . . .	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Gewicht der Sinkstoffe in 1 m <sup>3</sup> Wasser 0,46 m unter der Oberfläche . . . . .	1,025	1,127	1,217	1,036	1,042	1,067
0,91 „ „ „ „ . . . . .	1,038	1,245	1,260	1,047	1,132	1,143
1,37 „ „ „ „ . . . . .	1,038	1,358	1,329	1,056	1,202	1,152
1,83 „ „ „ „ . . . . .	1,066	1,395	1,427	1,078	1,207	1,252
2,29 „ „ „ „ . . . . .	1,084	1,581	1,496	1,088	1,395	1,383
2,74 „ „ „ „ . . . . .	1,164	1,731	—	1,104	1,689	—
3,20 „ „ „ „ . . . . .	2,024	—	—	1,144	1,932	—
3,66 „ „ „ „ . . . . .	—	—	—	1,154	—	—

und bis an die Oberfläche befördert. Die Fähigkeit des Wassers, Sinkstoffe schwebend zu befördern, nimmt mit der Turbulenz und daher mit der Geschwindigkeit zu. Bei großen Geschwindigkeiten kann der Sinkstofftrieb außerordentlich hoch ansteigen; so bemerkte z. B. Ph. Forchheimer, daß als Baggergut selbst Gemische von drei Fünftel Wasser und zwei Fünftel Erde schon abgeflossen sind, es ist aber immerhin möglich, daß bei solchen Gemischen dem Wasser nicht mehr der Transport zugeschrieben werden kann, sondern ihm nur die Rolle eines Schmiermittels zwischen den Schlammteilchen zukommt.

R. G. Kennedy beobachtete an einer Reihe von Kanälen verschiedener Größe in Bari Doab im Punjab (Indien), daß bei einer bestimmten, von der Größe der Schlammteilchen und der Tiefe des Kanals abhängigen Geschwindigkeit  $U$  sich weder Schlamm ablagerte, noch welcher an der Sohle aufgewirbelt wurde. Für diese kritische Geschwindigkeit stellte er die Beziehung

$$U = c H^m \quad (270)$$

auf und er fand, daß für den feinen Schlamm der Flüsse in den ebenen Gebieten des Punjab z. B.  $c = 1,80$  und  $m = 0,64$  war.

R. Weyrauch berichtet, daß man beobachtete, daß Kanäle in

Amerika	bei Geschwindigkeiten von 0,6 bis 1,05 m/sec
Nordindien	„ „ „ 0,5 „ 0,6 „
Spanien	„ „ „ 0,6 „ 0,75 „

nicht verschlammen.

Den größten Sinkstofftrieb haben Flüsse in der Regel bei steigendem Wasser, wie J. Stiny an einer Reihe steirischer Flüsse und C. E. Livesay am Bhagiratti in Bengalen feststellten und ähnlich nimmt auch der Schlammtrieb im Flutgebiete eines Flusses bei steigendem Wasserstande stark zu. J. Stiny beobachtete ferner, daß unter sonst gleichen Umständen der Schlammtrieb steirischer Gewässer im allgemeinen um so größer ist, je kleiner ihr Einzugsgebiet ist. Die Wahrscheinlichkeit trüben Durchflusses nimmt mit der Größe des Einzugsgebietes immer mehr zu,

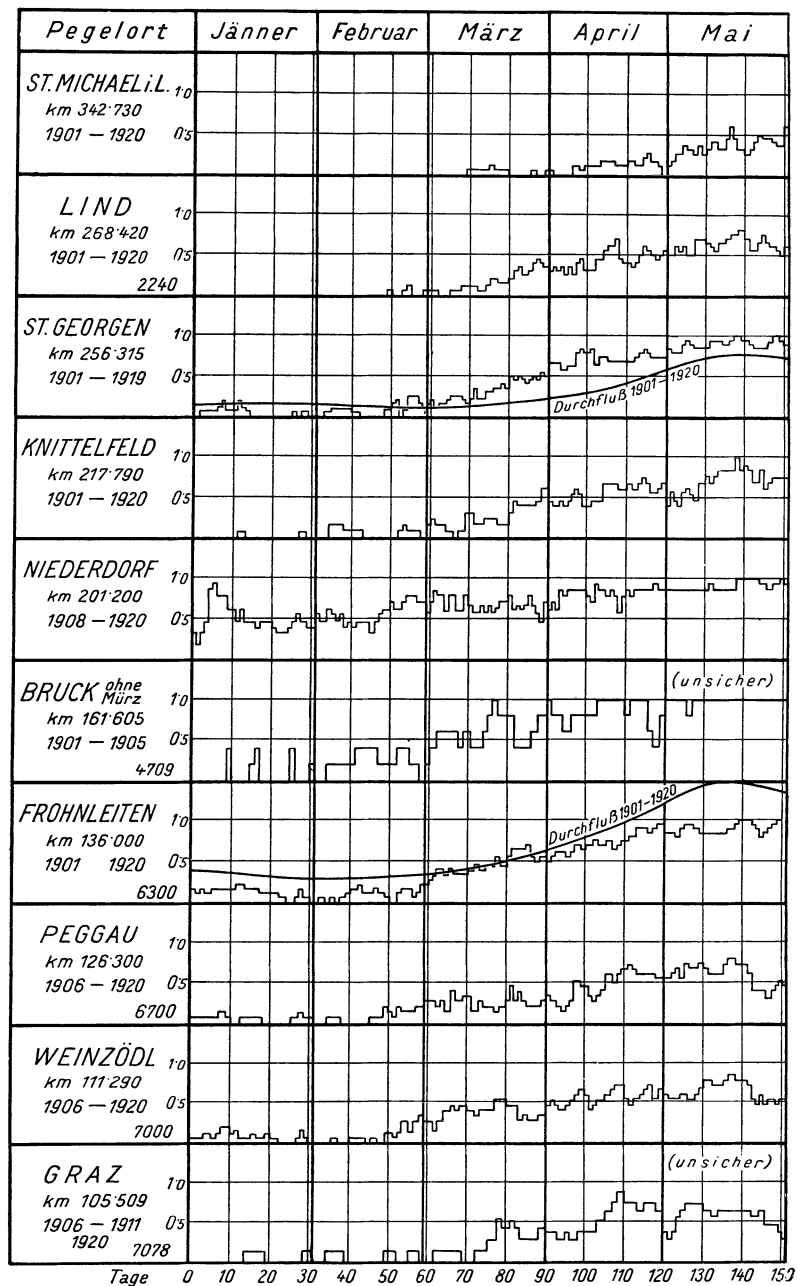
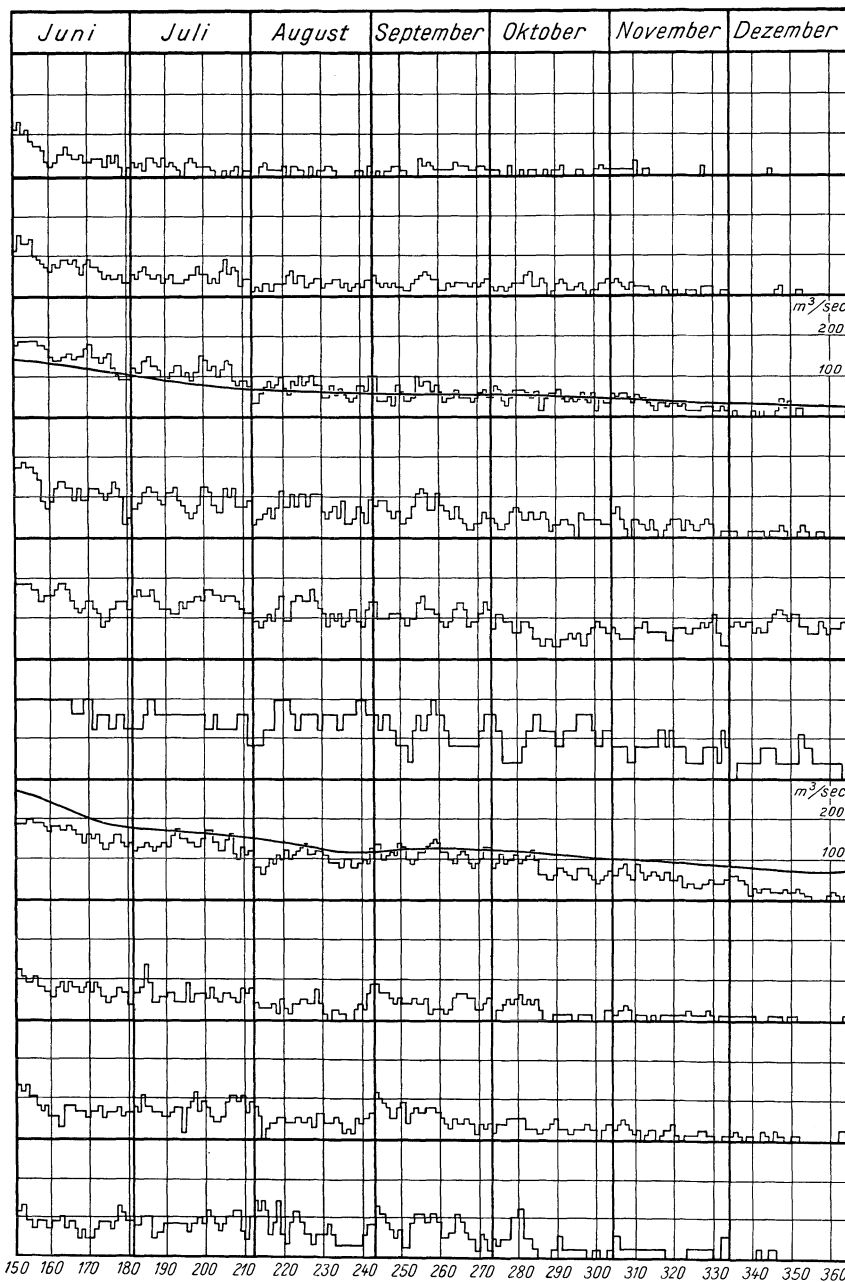


Abb. 163. Wahrscheinlichkeit

wie es anschaulich die Auftragung von A. Schoklitsch in der Abb. 163 erkennen läßt. Innerhalb der einzelnen Jahre schwankt die Zahl der Tage mit trübem Durchfluß recht erheblich.

Literatur: Bulle, H.: Untersuchungen über die Geschiebeableitung bei Spaltung von Wasserläufen. VDI-Verlag. 1926. — Engels, H.: Untersuchung über die Betausbildung gerader oder schwach gekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle. Zeitschr. f. d. Bauwesen, 55, S. 663. 1905. — Forchheimer, Ph.: Geschiebebewegung in Flüssen. Zeitschr. f. d. Bauwesen, 73, S. 212. 1923. — Hohenburger, F. v.: Über Geschiebebewegung und Eintiefung fließender Gewässer. Leipzig: W. Engelmann. 1886. — Kurzmann, S.: Beobachtungen über Geschiebe-



trüben Durchflusses in der Mur

führung. München: A. Huber. 1919. — Link, G.: Neue Gedanken zur Berechnung der Geschiebeführung. Deutsche Wasserwirtschaft, 20, S. 233. 1925. — Mittlere Isar-A. G.: Modellversuche über die zweckmäßigste Gestaltung einzelner Bauwerke. Rom-Verlag. 1923. — Schaffernak, F.: Die Theorie des Geschiebetriebes und ihre Anwendung. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver., 68, S. 209. 1916. — Derselbe: Neue Grundlagen f. d. Berechnung der Geschiebeführung. Leipzig und Wien: Deuticke. 1922. — Schoklitsch, A.: Über Schleppekraft und Geschiebebewegung. Leipzig: Engelmann. 1914. — Derselbe: Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Wien: J. Springer. 1926. — Wittmann: Der Einfluß der Korrektion des Rheins zwischen Basel und Mannheim auf die Geschiebebewegung des Rheins. Deutsche Wasserwirtschaft, 22, S. 245. 1927.



### F. Der Flußlauf

Die natürlichen Wasserläufe werden nach ihrer Größe in Ströme, Flüsse und Bäche geschieden. Als Ströme werden alle größeren Wasserläufe bezeichnet, die unmittelbar ins Meer münden, während kleine derartige Wasserläufe Küstenflüsse genannt werden. Größere Wasserläufe, die in die Ströme münden, heißen Flüsse und in diese münden die Bäche. Am Zusammenfluß zweier Wasserläufe geht in der Regel der wasserreichere als Hauptfluß weiter, während der andere als Nebenfluß seinen Namen verliert. Ein Wasserlauf wird auch vielfach unterteilt in den Quell- oder Ursprungsbach, der bis zum nächsten einmündenden Bach reicht, den Oberlauf mit meist großen Gefällen, den Mittellauf und den Unterlauf mit ganz geringen Gefällen. Hinsichtlich

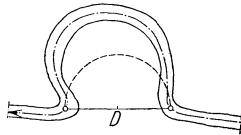


Abb. 164. Kennzeichen eines Mäanders

des Abflußganges (vgl. S. 43) werden die Wasserläufe unterteilt in Hochgebirgsflüsse, bei denen der Abfluß vorwiegend von der herrschenden Temperatur bedingt wird, in Mittelgebirgsflüsse, bei denen der Abfluß vom Temperatur- und vom Niederschlagsgang abhängt und in Flachlandsflüsse, bei denen der Abfluß vorwiegend jenem der Niederschläge folgt. Gebirgsbäche, die nach Niederschlägen größere Wasser- und Geschiebemassen abführen, sonst aber nahezu versiegen, werden als Wildbäche bezeichnet. Alle diese Bezeichnungen sind aber gegeneinander nicht scharf abgegrenzt und es werden daher vielfach, je nach der Gegend und dem dort herrschenden Sprachgebrauch die Wasserläufe verschieden benannt.

Die Grundrißform der Wasserläufe wird, soweit die Täler von felsigen Hängen eingengt sind, durch deren Richtung festgelegt; wo die Talniederung breiter ist, neigen die Wasserläufe zum Serpentinieren

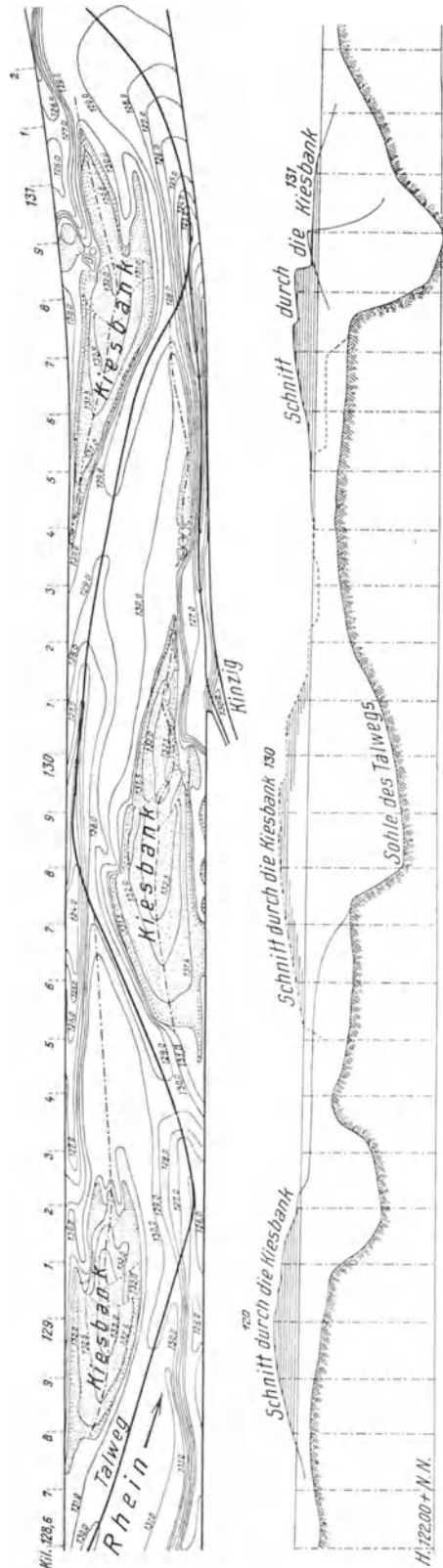


Abb. 165. Serpentinierender Fluß. (Nach F. Kreuter)

und Flachlandflüsse, die sich allseits ungehemmt entwickeln können, bilden vielfach Mäander. Die Ursache des Serpentinierens und der Mäanderbildung sind noch nicht einwandfrei geklärt; ihre Bildung dürfte darauf zurückzuführen sein, daß das Gefälle in solchen Strecken mit der Geschiebegröße nicht im Einklang steht, sondern zu groß ist. Den ersten Anstoß zum Serpentinieren gibt in einem Wasserlaufe in der Regel eine Sandbank, die sich in der Nähe eines Ufers aus irgend welchen Gründen ansetzt und die Strömung gegen das gegenüberliegende Ufer drängt; dort wird sie wieder auf das erste Ufer zurückgeworfen und so fort. Sind die Ufer nicht genügend widerstandsfähig, so bilden sich Bögen aus, die endlich, wenn (mit den Bezeichnungen der Abb. 164) ihre Länge  $L$  größer als  $\frac{D}{2} \pi$  wird, zu Mäandern werden. Als Beispiele eines serpentinierenden Flußlaufes sei die Abb. 165 und als Beispiel für Mäander sei die Abb. 166 angeführt.



Abb. 166. Beispiel für Flußmäander. Kleine und große Donau bei Dunaszeg

Die Mäander sind keine stabilen Grundrißformen, sondern wandern in der Talrichtung auf einem Geländestreifen weiter, der bei unbehinderter Entwicklungsmöglichkeit etwa 13- bis 18mal so breit als das Flußbett ist. Wo sich die Bögen zweier Mäander im Laufe der Zeit zu sehr nähern, erfolgt bei Hochwasser ein Durchbruch und der Lauf streckt sich an dieser Stelle vorübergehend.

So wie an einem ungehemmten Wasserlaufe die Grundrißform in nicht geraden Strecken, also in Bögen und Mäandern, langsam talab wandert, verschiebt sich die Form der Sohle in Flüssen mit verbauten Ufern langsam abwärts, nur sind es hier die geraden und schwach gekrümmten Strecken, in denen solche Veränderungen vor sich gehen, während in den Bögen die Sohlenform stabil ist. Die Wanderung der Sohlenform ist in den geraden oder nur schwach gekrümmten Strecken deutlich am Wandern der Sandbänke und Kolke zu erkennen, die an beiden Ufern, wie es die Abb. 167 zeigt, aufeinanderfolgen. In solchen Strecken hat das Wandern der



Abb. 167. Das Wandern der Sandbänke in der Weichsel (Nach H. Engels)

Sohlenform eine unausgesetzte Änderung der Querschnittsform des Flußlaufes zur Folge. Wo keine Sandbank in der geraden Strecke den Querschnitt einengt, liegt die Querschnittsform vielfach zwischen einem Trapez und einer Parabel oder Ellipse mit dem Scheitel in der Mitte des Bettes; die Sohlenneigung an den Ufern hängt von der Beschaffenheit des Bodens am Ufer ab und ist um so größer, je widerstandsfähiger er ist. In Querschnitten, in denen eine Sandbank liegt, nimmt der Querschnitt nahezu dreieckigen Querschnitt an. Die tiefsten Stellen aufeinanderfolgender Querschnitte ändern in geraden Strecken im allgemeinen ihre Entfernung von den Ufern und ihre Verbindungslinie im Grundriß, der Talweg, pendelt zwischen den Ufern hin und her. Die Bestrebungen, für die Querschnittsform des Flußbettes eine mathematische Beziehung aufzustellen, haben bisher keine befriedigende Lösung gefunden.

Die Bettbreite der Wasserläufe nimmt bekanntlich talab zu und eine Untersuchung von mehreren hundert Querschnitten durch A. Schoklitsch hat gelehrt, daß sie längs der Wasserläufe proportional der Potenz 0,6 des Jahresabflusses (statt dessen annähernd auch das Einzugsgebiet gesetzt werden kann) größer wird; ist an irgend einer geraden Stelle eine Bettbreite, die sich bewährt hat, bekannt, so können die Breiten an anderen Stellen danach leicht genügend genau ermittelt werden.

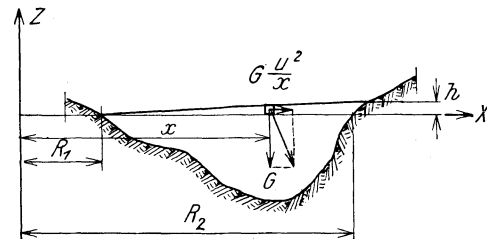


Abb. 168. Spiegelform in Flußkrümmungen  
(lies  $\frac{G}{g} \frac{u^2}{x}$  statt  $G \frac{u^2}{x}$ )

In gekrümmten Flußstrecken liegt die tiefste Stelle des Querschnittes nahe am äußeren Ufer und der Wasserspiegel liegt dort höher als am inneren. Auf ein sich mit der Geschwindigkeit  $u$  bewegendes Massenteilchen (Abb. 168) an der Wasseroberfläche in einem Gerinnebogen wirkt lotrecht nach abwärts das Gewicht  $G$  und wagrecht nach auswärts die Fliehkraft  $\frac{G}{g} \frac{u^2}{x}$ ; der Wasserspiegel stellt sich senkrecht zur Resultierenden beider ein und hat daher quer zur Gerinneachse die Neigung

$$\frac{dz}{dx} = \frac{G}{g} \frac{u^2}{x} \quad (271)$$

woraus

$$g dz = u^2 \frac{dx}{x} \quad (273)$$

oder

$$gz = u^2 \log \text{nat } x + C \quad (274)$$

folgt. An der Stelle  $x = R_1$  ist die Spiegelhebung  $z = 0$ , dort gilt also

$$0 = u^2 \log \text{nat } R_1 + C \quad (275)$$

und man erhält für die Gleichung der Spiegellinie, wenn angenommen wird, daß die Geschwindigkeit  $u$  gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist,

$$z = \frac{u^2}{g} \log \text{nat } \frac{x}{R_1} \quad (276)$$

Die größte Spiegelhebung am äußeren Ufer beträgt

$$h = \frac{u^2}{g} \log \text{nat } \frac{R_2}{R_1} = 2,30 \frac{u^2}{g} \log \frac{R_2}{R_1} \quad (277)$$

Mit dieser von F. Grashof hergeleiteten Formel stimmen Beobachtungen am Rhein zufriedenstellend überein. Die Spiegelüberhöhung entspricht demnach an-

nähernd jenen Teilen des Querschnittes, in denen die Geschwindigkeit  $u$  herrscht; an der Sohle sind sie kleiner und die Wasserteilchen werden dort gegen Stellen niedrigen Druckes, also gegen die Bogeninnenseite abgelenkt. Der Ersatz für die an der Sohle nach innen abgelenkten Wasserschichten kommt von oben, indem die rascher fließenden Oberflächenschichten beim Auftreffen auf das Ufer untertauchen; auf diese Weise bildet sich eine Spiralbewegung aus, die an der Bogenaußenseite die Sohle ausspült und, wie es schon auf S. 131 geschildert worden ist, das Geschiebegemisch, das durch den Bogen läuft, nach der Korngröße sortiert.

O. Fargue hat an der Garonne gefunden, daß die tiefste Stelle in einer Krümmung etwa zwei Flußbreiten flußab der Stelle kleinsten Krümmungsradius und die kleinste Tiefe etwa zwei Flußbreiten flußab des Bogenanfanges bzw. des Wendepunktes bei aneinanderfolgenden entgegengesetzten Bogen liegt. Je kleiner der Krümmungsradius ist, desto größer ist die Tiefe des Talweges und die Tiefe im Talweg verläuft nur stetig, wenn die Krümmungen stetig ineinander übergehen. R. Jasmund fand die Beobachtungen Fargues an der Elbe und am Rhein bestätigt und er fügte seinen Regeln noch bei, daß in Bogen bei Niederwasser die Gefälle um so kleiner und die Querschnitte um so größer sind, je kleiner der Krümmungsradius ist.

Die Bemerkung O. Fargues, daß in Bögen an der Garonne die Flußbreite um ein Viertel größer war als in den geraden Strecken, wurde an anderen Flußstrecken nicht bestätigt. So fand z. B. A. Brunar an der Mur südlich von Graz, wo Kreisbogen ohne Zwischengrade aufeinanderfolgen und die Uferbauten 74 m voneinander abstanden, daß bei Niederwasser nur unterhalb der Wendepunkte die Spiegelbreite

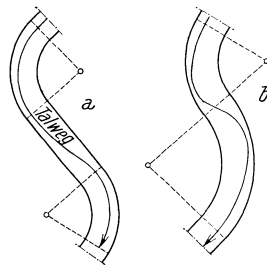


Abb. 169. a guter, b schlechter Paß

74 m betrug, während sie in den Bögen bis auf durchschnittlich 48 m herabging. Er zeigte auch, daß an der Mur unabhängig von der Bogenlänge die tiefste Stelle des Kolks etwa 6 bis 7 Flußbreiten talab vom Wendepunkt entstand.

Am Übergang entgegengesetzter Bögen bildet sich die sogenannte Furt oder der Paß aus, an dem die Wassertiefe am geringsten ist; je unvermittelter ein Bogen in den andern übergeht, auf desto kürzerem Wege schlägt der Talweg von einem Ufer zum anderen um und desto geringere Tiefen stellen sich in der Gerinnemitte ein. Im allgemeinen wird stets ein sogenannter „guter Paß“ (Abb. 169) anzustreben sein.

Die Aufnahme der Wassertiefe in einem Flußlaufe geschieht durch Peilung mit der sogenannten Peilstange, die runden oder ovalen Querschnitt und eine Teilung auf Dezimeter hat; am einen Ende trägt sie in der Regel eine Sumpfplatte, bis zu der sie bei der Messung in die Sohle gedrückt wird. Die Aufnahme der Wassertiefen erfolgt vom Schiffe aus entweder längs einer geteilten Peilleine in aufeinanderfolgenden Querschnitten, in denen die Höhenlage des Wasserspiegels nivelliert wird, oder das Schiff vollführt Zickzackfahrten im Flußlaufe und es wird jeder Punkt, an dem gepeilt wird, vom Ufer aus aufgenommen und in eine Karte eingetragen. Werden in einer Flußkarte Punkte gleicher Tiefen durch Schichtenlinien verbunden, so erhält man eine Flußgrundkarte, wie sie z. B. die Abb. 165 veranschaulicht. Bei großen Wassertiefen können statt der Peilstangen auch Peillote verwendet werden, die aus einem Stahlseil mit einer schweren Eisen- oder Bleilinie am Ende bestehen. Für umfangreiche Flußgrundaufnahmen am Rhein und an der Donau hat man eigene Schiffe mit Peileinrichtungen für Tiefen bis etwa 10 m verwendet.

Betrachtet man das Längsprofil von Flußläufen, so fällt auf, daß mit wenigen Ausnahmen die Gefälle der natürlichen Gewässer vom Ursprung gegen die Mündung hin abnehmen, ebenso wie die Geschiebe gegen die Mündung hin immer kleiner

werden. Für die Abnahme der Geschiebegröße hat, wie schon auf S. 129 gezeigt worden ist, H. Sternberg das Gesetz

$$P = P_0 e^{-cs} \quad (278)$$

aufgestellt. ( $P_0$  = Geschiebengewicht am Anfang,  $P$  am Ende einer Flußstrecke von der Länge  $s$ ,  $c$  = spezifischer Abrieb.) Es lag nun nahe, zu untersuchen, ob zwischen diesem Gesetze und dem Verlaufe des Längenprofils keine Beziehungen, wenigstens in jener Flußstrecke, in der die Geschiebeverkleinerung durch Abrieb erfolgt, bestünden. Tatsächlich hat die Betrachtung einer Anzahl von Flußlängenprofilen gelehrt, daß das Gefälle  $J$  der jeweiligen Geschiebegröße  $P$  proportional, daß also

$$J = \frac{dz}{ds} = a P_0 e^{-cs} \quad (279)$$

ist, wobei  $a$  einen Beiwert bedeutet; es folgt aus dieser Beziehung mit einem neuen Beiwert

$$dz = a P_0 e^{-cs} ds = \beta e^{-cs} ds \quad (280)$$

oder

$$z = \beta e^{-cs} + C \quad (281)$$

An der Stelle  $s = 0$  ist  $z = z_0$  und es gilt dort

$$z_0 = \beta + C \quad (282)$$

so daß man schließlich als Gleichung des Flußlängenprofils

$$z_0 - z = \beta (1 - e^{-cs}) \quad (283)$$

erhält;  $z_0$  und  $z$  sind die Seehöhen an den Stellen  $o$  und  $s$ . Mit dieser Gleichung stimmen z. B. die Längenprofile des Mittelrheines, der Maas, der Enns und der Mur überein. Der gesetzmäßige Verlauf des Längenprofils wird gestört, wenn Nebenflüsse Geschiebe anderer Größe in den Flußlauf schleppen oder wenn Felsstrecken oder Einbauten die Entwicklung hindern; zwischen solchen Hindernissen stellt sich aber doch stets die der Geschiebegröße entsprechende Neigung ein. In Flußabschnitten, die in Eintiefung begriffen sind, kann durch die sich bald bildende Auspflasterung der Sohle (vgl. S. 133) die Entwicklung des Längenprofils sehr stark verzögert werden; auf diesen Umstand ist es besonders zurückzuführen, daß noch die wenigsten Flußläufe ihr Längenprofil längs des ganzen Laufes voll entwickelt haben.

Bei vollendeter Entwicklung des Längenprofils ist bei einem Geschiebebett das Gefälle stets eine Funktion der Geschiebegröße und diese eine Funktion des Geschiebeweges; danach ist das Längenprofil eines Flusses also eine nahezu unveränderliche Linie, solange nicht die Geschiebebeschaffenheit und die Bettbreite geändert werden. Wird nun in einem solchen Flusse die Länge, also der Geschiebeweg, durch Durchstiche um  $\Delta l$  gekürzt, so ist das hinsichtlich der Folgen dieses Durchstiches für die Ausbildung des Längenprofils so, als wäre diese Kürzung  $\Delta l$  unmittelbar ober der flußab nächstliegenden Sohlenfixierung (Flußmündung) erfolgt. Die ober dem Durchstiche gelegene Flußstrecke rückt um  $\Delta l$  an die Sohlenfixierung heran und in die Strecke unter dem Durchstiche kommt nun, weil der Geschiebeweg um  $\Delta l$  verkürzt worden ist, größeres Geschiebe, das dort die Bildung eines größeren Gefälles bewirkt, und zwar stellt sich an der Sohlenfixierung nunmehr dasselbe Gefälle ein, das früher in der Entfernung  $\Delta l$  oberhalb geherrscht hat. Zwischen der Sohlenfixierung  $E$  (Abb. 170) und dem Ende des Durchstiches  $C$  erhält man die Sohlenlage, wenn man das Stück des Längenprofils, das ursprünglich zwischen dem Durchstichanfang  $B$  und dem Querschnitt  $D$ , der  $\Delta l$  oberhalb der Sohlenfixierung gelegen war, um  $\Delta z$  senkt und um  $\Delta l$  gegen die Sohlenfixierung vorschiebt; es ist

also die neue Sohle  $C'E$  genau so gekrümmt wie die alte Sohle zwischen  $B$  und  $D$ . Weil die Laufverkürzung zur Folge hat, daß die Stelle  $D$  des ursprünglichen Längenprofils nun an die Sohlenfixierung nach  $E$  gerückt ist, bewirkt die Laufverkürzung, daß sich die ganze oberhalb des Durchstiches liegende Flußstrecke  $AB$  um  $\Delta z$  in die neue Lage  $A'B'$  herabschiebt.

Diese Theorie findet an einer Reihe von Durchstichen ihre Bestätigung; so wurde z. B. am Lech bei Lechhausen bei der 1852 begonnenen Regelung eine Eintiefung von 6,00 m erwartet und es hat sich bis zum Jahre 1884 die Sohle tatsächlich schon um 5,2 m gesenkt. Die Sohle der Aare hat sich um 3 m herab verschoben und auch an der Mur und am Rhein (infolge des Fussacher Durchstiches) sind genau die dieser Theorie entsprechenden Senkungen der Sohle aufgetreten.

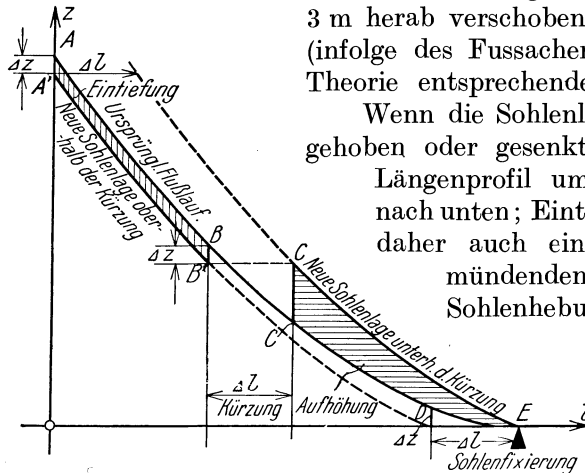


Abb. 170. Ermittlung der Änderung der Sohlenlage infolge eines Durchstiches von der Länge  $\Delta l$

Wenn die Sohlenlage an der Fixierungsstelle (Mündung) gehoben oder gesenkt wird, so verschiebt sich das ganze Längenprofil um denselben Betrag nach oben oder nach unten; Eintiefung irgend einer Flußstrecke bewirkt daher auch eine Eintiefung aller in dieser Strecke mündenden Nebenflüsse und ebenso bewirkt eine Sohlenhebung auch dort Auflandungen. Mündet

der Fluß in einen See, in den er ein Delta schüttet, so verlängert sich der Flußlauf und damit der Geschiebeweg alljährlich, während aber die Sohlenlage an der Mündung durch die Seespiegellage in gleichbleibender Höhenlage fixiert wird.

Diese Laufverlängerungen sind sehr beträchtlich; so hat man z. B. festgestellt, daß sich das Delta des Mississippi jährlich um 80 bis 100 m, jenes des Po um 70 m, der Rhône um 55 m vorschiebt. Diese Laufverlängerung hat eine in der Abb. 171 strichliert gezeichnete Weiterentwicklung des Längenprofils zur Folge, die, da sie nicht unter die durch den Seespiegel fixierte Höhenlage der Sohle fortschreiten kann, eine Hebung des ganzen Längenprofils um die Höhe  $\Delta z$  bewirkt.

Wenn in einem Flußlaufe der Wasserspiegel durch ein Stauwerk gehoben wird, so verlandet der Stauraum nach und nach mit Sinkstoffen, die sich bei den geringen Durchflußgeschwindigkeiten absetzen und mit Geschieben, die als Sandbank, ähnlich einem Mündungsdelta, in den Stauraum vordringen. Die Verlandung durch Sinkstoffe erstreckt sich sofort nach der Einstauung

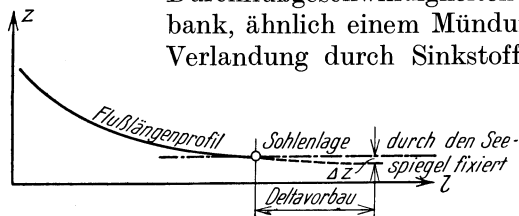


Abb. 171. Änderung  $\Delta z$  der Sohlenlage eines Flusses infolge des Deltavorbauens

über den ganzen Stauraum; die Dicke der jährlich abgelagerten Sinkstoffschicht ist aber nicht überall gleich groß. Am Beginn des Stauraumes lagern sich in der Regel die meisten Sinkstoffe ab und die Schichtdicke der Ablagerungen nimmt gegen das Stauwerk hin ab. Über diese Ablagerungen von Sinkstoffen, die in wenigen Jahren Mächtigkeiten von mehreren

Metern erreichen können, schiebt sich vom Beginn des Stauraumes herab eine Sandbank vor und verschüttet den über den Sinkstoffablagerungen noch frei gebliebenen Teil des Stauraumes. Die Verschotterung des Stauraumes geht derart vor sich, daß sich am Beginne des Staubereiches, dort, wo infolge des Staues das Spiegelgefälle merklich verringert wird, das erste Geschiebe abgelagert und ein Delta

im Stauraum bildet, das zur Folge hat, daß der (praktische) Staubeginn weiter flüßauf rückt, als die ursprüngliche hydraulische Berechnung ergeben hat. Diese erste Anlandung wächst nun an, indem ihr Kopf sich ähnlich dem Vordringen eines Mündungsdeltas mit steil abfallender Kopfböschung (Abb. 172) talab schiebt und sich gleichzeitig ihr Rücken, so wie es früher ausgeführt wurde, langsam hebt.

Ganz besonderes Interesse hat nun der Ingenieur für die Sohlenlage, die sich nach vollständiger Verlandung des Stauraumes einstellt. Soll nach erfolgter Verlandung der Geschiebetrieb ebenso groß sein wie vor Errichtung des Stauwerkes, so muß sich, wenn sich weder der Durchfluß noch die Geschiebezufuhr und die Geschiebebeschaffenheit geändert hat und überdies die Breite des gestauten Flusses nicht wesentlich von der früheren Bettbreite verschieden ist, ein Gefälle einstellen, das ebenso groß ist wie jenes vor Errichtung des Stauwerkes. Die Sohle im Stauraume verläuft parallel ihrer ursprünglichen Lage. Bei der Bemessung der Höhenlage einer Einlaufschwelle wird man daher auf diesen Endzustand der Sohlenlage Rücksicht zu nehmen haben. Im Endzustand liegt die Sohle beim Stauwerk um das Maß der Spiegelhebung durch das Stauwerk höher; als Maß der Spiegelhebung ist der Höhenunterschied zwischen



Abb. 172. Verlandung eines Stauraumes durch Geschiebe

Stauziel und der früheren Spiegellage des betrachteten Durchflusses anzusehen. Zu jedem geschiebeführenden Durchfluß gehört, wie später noch näher erläutert wird, eine bestimmte Sohlenlage im Stauraum, die sich aber nur dann im ganzen Staubereich einstellt, wenn dieser Durchfluß lange genug unverändert anhält. Ob das überschüssige Wasser während der Geschiebebewegung über das Wehr, durch den Grundablaß oder andere Absperrorgane abgelassen wird, ist, vom allernächsten Bereich oberhalb des Stauwerkes abgesehen, für die Sohlenlage im Staubereich ganz ohne Belang; als Beispiel veranschaulicht die Abb. 1114 die Ausbildung der Sohle vor einem Stauwerk (in einem Glasgerinne aufgenommen), wenn der Durchfluß durch einen Grundablaß abfließt. Die höchste Sohlenlage gehört zu jenem Durchfluß, bei dem eben Geschiebe noch in Bewegung ist. Wird der Durchfluß noch kleiner, so bleibt die Sohlenlage unverändert und der Spiegel verläuft aber dann, da die Sohle für diesen Durchfluß zu tief liegt, nach einer Staulinie. Folgt auf einen geringen Durchfluß, dem sich die Sohlenlage anpassen konnte, ein größerer, so wird oberhalb des Stauwerkes der Wasserspiegel vorübergehend zu hoch liegen; die diesem größeren Durchfluß entsprechende Sohle liegt eben tiefer als jene, die der größere auf den kleinen folgende Durchfluß vorfand und die Sohle muß nun bis auf ihre richtige Tiefenlage erst ausgespült werden. Diese Ausspülung beginnt am Stauwerk, wo ja der Spiegel künstlich auf konstanter Höhe gehalten wird. Unmittelbar am



Stauwerk stellt sich ein großes Gefälle ein, demzufolge die Abtragung der Sohle beginnt. Diese Sohlenabtragung rückt dann mit einem scharfen Knick in der Sohle langsam flußauf fort. Ist schließlich die Sohleneintiefung vollendet, so verlaufen Spiegel und Sohle wieder geradlinig. Sinkt nun der Durchfluß z. B. wieder, so ist infolge der Einhaltung des Stauzieles die Wassertiefe im Staubereich für diesen Durchfluß zu groß und es wandert dann wieder, wie schon eingangs beschrieben, eine Sandbank herab.

Diese Spiegellagenänderungen, die im Versuchsgerinne, wo die Durchflüsse leicht lange konstant zu halten sind, anschaulich beobachtet werden können, sind in der Natur nicht so ausgesprochen, da in der Natur in der Regel kein Durchfluß so lange anhält, daß sich die Sohlenlage im ganzen Wirksamkeitsbereich des Stauwerkes ihm anpassen könnte. Jedenfalls muß aber auch in der Natur der Spiegel eines großen Hochwassers, das auf eine längere Periode niedrigerer Durchflüsse folgt und daher im Bereich des Stauwerkes eine für seine Wassermenge zu hohe Sohlenlage antrifft, anfänglich zu hoch liegen und langsam in dem Maße, als sich die Sohlenlage dem betreffenden Durchflusse anpaßt, absinken. Dieser Wechsel in der Höhenlage der Sohle und die dadurch verursachten Spiegellagen von Hochwässern sind jedenfalls



Abb. 173. Verlandung eines Staupraumes mit übermäßiger Breite

bei der Untersuchung der Rückwirkung eines Stauwerkes auf Oberlieger und bei der Bemessung von Dämmen und dergleichen Bauwerken zu berücksichtigen.

Die parallele Hebung der Flußsohle im Staubereiche, von der früher gesprochen wurde, kann unter Umständen gestört werden. Gelangt durch irgend welche Vorkommnisse im Einzugsgebiet oberhalb des Stauwerkes mehr Geschiebe in den Flußlauf als in der der Errichtung des Stauwerkes vorangegangenen Zeit, so muß sich die neue Sohlenlage, ungeänderte Gerinnebreite und Geschiebemischung vorausgesetzt, steiler geneigt einstellen, als die alte Sohlenlage. Verringert sich hingegen die Geschiebezufuhr z. B. infolge fortschreitender Wildbach- und Uferverbauung oder infolge Geschiebespeicherung durch weiter oben errichtete Stauwerke, dann verläuft die neue Sohlenlage, so lange die Zufuhr geringer bleibt, flacher. Eine gegenüber der ursprünglichen Sohle flachere Verlandung des Staupraumes kann aber auch auf eine Änderung der Geschiebebeschaffenheit zurückzuführen sein. Im alten Flußlaufe bildet sich im Laufe der Zeit infolge der Ausspülung der feineren Körner durch kleinere Hochwässer die bekannte Ausspülung der Sohle mit ziemlich gleichmäßigen Geschiebestücken aus. Diese Decke schützt das darunterliegende feinere Gemisch und bewirkt, daß ein steileres Gefälle bestehen kann, als es dem unter der Decke liegenden Gemisch entspricht. In der neu aufgeschütteten Sohle der Stau-

raumanlandung fehlt anfänglich noch diese Deckschicht aus grobem Geschiebe und es wird überdies, wie es schon auf S. 132 erwähnt worden ist, beim Abwärtswandern der Verlandungsbank das Gemisch derart sortiert, daß die unteren Schichten der Staurationanlandung aus größerem Material bestehen als die oberen.

Eine wesentliche Verbreiterung des Flußbettes, hervorgerufen durch die Überstauung der alten Gerinneufer, kann auch zur Folge haben, daß sich die neue Verlandungssohle steiler einstellt als die alte Sohle, weil der Durchfluß wegen der größeren Strombreite mit geringerer Tiefe abfließt. Das Vorrücken einer Verlandungssandbank



Abb. 174. Wie Abb. 173. Die Verlandung ist weiter fortgeschritten

in einem solchen breiten Stauratione erfolgt nun aber nicht mehr gleichmäßig, wie im engen Flußbette (Abb. 172). Der Stromstrich baut im breiten Stauratione die Verlandung in einem Teil des Gerinnes weit vor und verlegt sich dann seitlich gegen die freigebliebene tiefe Rinne, verlandet diese und baut sie wieder gegenüber der früheren Anlandung vor, wie es die beiden Aufnahmen (Abb. 173 und Abb. 174) von zwei aufeinanderfolgenden Stadien einer solchen Staurationverlandung veranschaulichen. In der beschriebenen Weise hin- und herpendelnd wird der Stauration in seiner ganzen Breite vom Geschiebestrom verschottert, während die Sohle vor dieser herabwandernden Sandbank langsam durch abgelagerte Sinkstoffe aufgefüllt wird. Das aufgelandete Flußbett nimmt den Charakter einer verwilderten Flußstrecke an und erst dann, wenn die übermäßige Breite eingeschränkt wird, kann sich die Sohlenneigung auf das Maß der ursprünglichen ermäßigen.

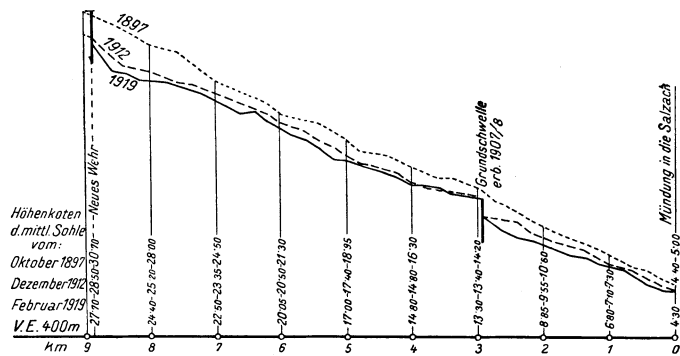


Abb. 175. Längenschnitt der Saalach unterhalb des Stauweihers bei Reichenhall

Während der Periode der Anlandung im Staurationbereich fließt das Freiwasser über das Wehr geschiebefrei ab und reichert sich erst in der Entnahmestrecke wieder mit Geschiebe an, wodurch in dieser Strecke Sohleneintiefungen bewirkt werden (Abb. 175).

Ist die Anlandung im Staurationbereich am Stauwerk angelangt, so wird alles von oben

kommende Geschiebe darüber befördert; wegen der Triebwasserentnahme kann aber durch die Entnahmestrecke nicht alles Geschiebe, das über das Wehr kommt, weiterbefördert werden. Unmittelbar unter dem Wehr muß nun eine Sohlenhebung beginnen, die allmählich bis zur Unterwassermündung fortschreitet und so lange andauert, bis der Zuwachs an Gefälle in der Entnahmestrecke den Wasserabgang infolge der Triebwasserentnahme hinsichtlich seiner Wirkung auf den Geschiebetrieb ausgleicht. Auch während dieser Periode der Sohlenhebung in der Entnahmestrecke senkt sich die Sohle unter der Unterwassergrabenmündung weiter; erst wenn alles von oben kommende Geschiebe bis zur Unterwassergrabenmündung vordringt, kommt von da ab die Eintiefung zum Stillstand und es folgt eine Wiederanlandung der Sohle und eine neuerliche, wenn auch geringfügige Sohlenhebung unter der Entnahmestrecke.

Auch in der Entnahmestrecke und in der anschließenden Flußstrecke ist die Sohlenlage nicht konstant, weil hier Rückwirkungen des Geschieberückhaltes im Staubereich sich äußern müssen. Sohleneintiefungen im Staubereich, die ja bei einem Gefälle vor sich gehen, das größer ist als jenes des Beharrungszustandes, liefern große Geschiebemengen in die Entnahmestrecke, die diese auflanden. Sohlenuflandungen im Stauraume verursachen wieder Eintiefungen in der Entnahmestrecke, da Wasser geschiefbefrei oder geschiefbearm das Stauwerk durchläuft und sich in der Entnahmestrecke erst wieder anreichert.

Ist schließlich der Stau an einem Wehr nur geringfügig, nicht höher als die Hochwasserspiegel, mit denen in den meisten Jahren vor Errichtung des Stauwerkes zu rechnen war, so bleibt die Verlandung des Stauraumes nur gering und größere Hochwässer räumen den Stauraum, wenigstens im Stromstrich, wieder aus; die Verlandung außerhalb des Stromstriches, besonders an der Innenseite von Krümmungen, wächst aber allmählich an und kann in der Regel nicht mehr abgespült werden.

Geschiebeentnahmen aus dem Flußbette bewirken in der unterhalb liegenden Strecke ähnliche Sohlenlagenänderungen wie Geschiebespeicherung.

Literatur: Engels, H.: Untersuchungen über die Betausbildung usw. Zeitschr. f. d. Bauwesen, 55, S. 663. 1905. — Forchheimer, Ph.: Hydraulik, 2. Aufl., S. 479 u. f. Leipzig. 1923. — Derselbe: Grundriß der Hydraulik. Teubners Techn. Leitfäden, Bd. 8, 2. Aufl., S. 118. 1926. — Jasmund, R.: Die Gewässerkunde. Hdb. d. Ing. Wissenschaften, III. Teil, Bd. 1, 4. Aufl. W. Engelmann. 1911. — Putzinger, J.: Das Ausgleichsgefälle geschiefbeführender Wasserläufe und Flüsse. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver., 71, S. 110. 1919. — Schaffernak, F.: Die Wirkung des Ausbaues von Großwasserkraftanlagen auf das Flußregime. Die Wasserwirtschaft, 17, S. 274. 1924. — Schoklitsch, A.: Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Wien: J. Springer. 1926. — Vujevic, P.: Die Theiß. Pencks geogr. Abh. VII, S. 21. 1906. (Mit reichlichen Literaturangaben betreffend die Mäanderbildung.)

## G. Das Eis in stehenden und fließenden Gewässern

Wenn im Winter die Temperatur einer Seeoberfläche bis auf etwa 2° gesunken ist, so kann sich die Spiegelfläche binnen weniger Stunden so weit abkühlen, daß die Erstarrung beginnt. Auffallend ist, daß in keinem See jemals die Wassertemperatur von 0° gemessen worden war; selbst zwischen schmelzendem Eis und unmittelbar unter der Eisdecke ist das Wasser stets mitunter um mehrere Grade wärmer, eine Erscheinung, die auf die Erwärmung des Wassers durch Strahlung zurückzuführen ist. Die Eisdecke schützt die darunter liegenden Wasserschichten vor weiterer Abkühlung; E. Richter fand z. B. am 2. Februar 1890 im Wörthersee bei Krumpendorf unter dem Eis eine mittlere Temperatur von +3,76°, während im eisfreien Teil des Sees vor Velden die mittlere Temperatur nur +3,39° betragen hat.

Ganz allgemein gilt für den Beginn des Gefrierens der Seen, daß die mittlere Temperatur des ganzen Seeinhaltes unter +4° gesunken sein muß, was bei seichten Seen früher eintritt als bei tiefen. In den Jahren 1890 bis 1894 begann z. B. der

Wörthersee zu frieren, wenn die Mitteltemperatur des Seeinhaltes nur mehr  $3,76^{\circ}$ ,  $3,84^{\circ}$ ,  $3,65^{\circ}$  bzw.  $3,64^{\circ}$ , im Mittel also  $3,68^{\circ}$  betragen hat. Das Maß der Abkühlung unter  $+4^{\circ}$  ist nicht bei allen Seen das gleiche; so fror z. B. der Traunsee am 7. März 1895 erst bei einer Mitteltemperatur von  $+1,82^{\circ}$ , der Zürichsee am 25. Januar 1880 bei  $+3,05^{\circ}$ .

Bewegung der Oberfläche verzögert das Gefrieren wesentlich und die Seen frieren nur bei windstillem Wetter und zwar besonders leicht, wenn sie stark verschneit sind. Seen mit großem Abfluß frieren seltener. Die Vereisung beginnt meist an den Ufern. Nach kühlen Herbstmonaten beginnt die Vereisung früher als nach einem warmen Herbst. Völlig klargestellt sind die Verhältnisse beim Frieren der Seen noch nicht, da bedauerlicherweise die Beobachtungsreihen für dieses Stadium sehr lückenhaft sind.

Über die Stärke der Eisdecke einiger Alpenseen gibt die Zusammenstellung in der Tabelle 28 Aufschluß. Die dicksten Eisdecken, die bisher in Alpenseen beobachtet worden sind, haben 1 m nicht überschritten.

Tabelle 28. Eisverhältnisse einiger Alpenseen im Winter 1895/96

See	Seehöhe m	Ober- fläche km <sup>2</sup>	Größte Tiefe m	Mittlere Tiefe m	Dauer der Eisperiode Tage	Größte Dicke der Eisdecke cm
Pragsensee . . . . .	1496	0,31	35,7	17,1	?	55
Reschensee . . . . .	1497	0,91	22,5	8,0	139	50
Mittersee . . . . .	1475	0,61	17,0	7,0	129	51
Haidensee . . . . .	1449	0,89	16,5	7,0	129	52
Toblachersee . . . . .	1295	?	?	?	131	50
Achensee . . . . .	929	7,34	133,0	71	74	?
Weißensee, westl. Teil . . . . .	918	1	5,5	3	136	48
„ „ östl. Teil . . . . .	918	5	97,0	33	107	48
Erlaufsee . . . . .	835	0,45	?	?	128	?
Zellersee . . . . .	749	4,7	69,0	37,0	86	?
Ägrisee . . . . .	728	7,00	83,0	?	55	15
Tegernsee . . . . .	725	9,12	71,0	39,7	57	?
Altaussee . . . . .	712	2,9	52,8	34,6	98	32
Grundlsee . . . . .	709	4,14	63,8	33,2	86	35
Lunzersee . . . . .	657	0,85	33,0	—	59	18
Leopoldsteinersee . . . . .	619	0,4	—	—	84	45
Kochelsee . . . . .	600	6,8	66,0	29,0	62	?
Almsee . . . . .	589	0,89	9,0	2,3	122	38
Millstädtersee . . . . .	580	13,25	140,7	86,45	51	14
Wolfgangsee . . . . .	539	13,15	114,0	47,1	41	10
Chiemsee . . . . .	520	85,0	73,0	24,5	60	?
Mauensee . . . . .	508	0,57	9,0	?	58	15
Sempachersee . . . . .	507	14,28	87,0	?	52	15
Ossiachersee . . . . .	501	10,57	46,5	19,1	85	40
Mondsee . . . . .	481	14,21	68,3	36,0	49	26
Veldesersee . . . . .	476	1,45	30,6	22,0	80	35
Sarnersee . . . . .	473	7,63	52,0	?	39	8
Baldeggersee . . . . .	466	5,04	66,0	?	42	4
Attersee . . . . .	465	46,72	170,6	84,2	15	10
Hallwillersee . . . . .	452	10,31	48,0	?	23	—
Caldonazzosee . . . . .	450	5,38	49,0	26,0	61	7
Wörthersee . . . . .	441	19,44	84,6	43,2	93	27
Levicosee . . . . .	440	1,27	36,0	15,7	57	10
Alpnachersee . . . . .	437	4,52	35,0	?	2	1
Rotsee . . . . .	423	0,5	16,0	?	55	16
Zugersee . . . . .	417	38,48	198,0	84	3	1,5

Die Dicke der Eisdecke ist nicht im ganzen See gleich; in der Regel nimmt sie von den Ufern gegen die Seemitte ab. Auch von Jahr zu Jahr weisen sowohl die Eisdecke als auch die Dauer der Vereisung weitgehende Unterschiede auf. Am

Tabelle 29. Entwicklung der Eisdecke im Notzenweiher

Tag der Messung	Dicke in cm	Tag der Messung	Dicke in cm
15. November 1905	3	3. Dezember 1906	15
17. Dezember 1905	10	8. „ 1906	21
18. Januar 1906	18	12. „ 1906	22
25. „ 1906	10	27. Januar 1907	32
27. „ 1906	16	4. Februar 1907	36
12. Februar 1906	21	10. „ 1907	38
16. März 1906	14	15. „ 1907	42
		25. „ 1907	42
		4. März südl. Teil	48
		4. „ nördl. „	55

Wörthersee z. B. dauerte die Vereisung in den Jahren 1894 bis 1901 72 bis 93 Tage und die größten gemessenen Eisdicken lagen zwischen 0,12 und 0,50 m.

Steigt die Lufttemperatur dauernd über 0° an, so beginnt die Auflösung des Eises von oben und unten zugleich.

Die Dicke der Eisdecke wächst in der Regel ziemlich langsam an, wie

z. B. Beobachtungen an Notzenweiher in Bayern erkennen lassen (Tabelle 29).

Die Dauer der Vereisung ist selbst bei Seen in derselben Seehöhe sehr verschieden, wie ein Blick in die Tabelle 30 lehrt; sie ist im allgemeinen um so kürzer, je tiefer der See ist.

Tabelle 30. Dauer der Vereisung in bayrischen Seen

See	Seehöhe m	Tiefe m	Vereisungsdauer Wochen
Untersoierensee .....	700	4,0	17
Harlachersee .....	700	4,5	18
Kinseggersee .....	700	30,0	13
Alpsee .....	718	25,0	16
Teufelsee .....	718	2,5	20
Stadlerweiher .....	700	3,0	16
Eglsee .....	700	3,0	14
Kleinsee .....	710	7,0	14
Bachtelweiher .....	700	6,0	17
Niedersonthofersee .....	700	28,0	15
Oberer Inselsee .....	700	12,0	15
Mittlerer Inselsee .....	700	10,0	15
Unterer Inselsee .....	700	20,0	15
Widdummerweiher .....	700	3,0	16
Litzelsee .....	700	10,0	12
Stallauerweiher .....	700	6,0	18
Kirchsee .....	700	18,0	18

In fließenden Gewässern müssen zwei Arten von Flußeis unterschieden werden, das Oberflächeneis (Randeis und Treibeis) und das Grundeis. Das Ufer- oder Randeis ist durchsichtig, hat dieselben Eigenschaften wie das Seeis und entsteht an ruhigen Stellen des Flusses, besonders an seichten, wenig durchströmten Uferbuchten, wo es bis zu etwa 10 cm dicke Platten bildet. Die Eisdecke wächst langsam gegen die Flußmitte vor und bei kleineren Gewässern kann sich schließlich die ganze Spiegelfläche mit einer Eisdecke überziehen.

Im Aussehen abweichend, aber doch zum Oberflächeneis gehörig, ist das Treibeis (Eisdust, Tost, Treibschnee, Schneebrut, Schneekatze), das nach Beobachtungen von C. Fritsch und Fänner derart entsteht, daß an der Oberfläche treibende Eisdadeln zusammenschießen und kleine gitterartige Plättchen bilden, die von der Strömung aneinandergeschoben werden und zusammenfrieren. Es entsteht so ein Eisbrei, der sich allmählich um Eiskerne zusammensetzt und fester friert. Infolge der vielen verschiedenen gerichteten Eisflächen wird das Licht nach verschiedenen Seiten reflektiert und das Treibeis erhält ein milchigweißes Aussehen. Das um die Eiskerne festgesetzte Treibeis nimmt die Form von Scheiben an, die infolge des

fortgesetzten Aneinanderstoßens in drehende Bewegung geraten und kreisrund werden.

Die zweite Art des Flußeises, das Grundeis, entsteht hauptsächlich an Vorsprüngen der Sohle, wenn das ganze Wasser auf nahezu  $0^{\circ}$  abgekühlt ist. Das Grundeis ist undurchsichtig und schwammig, so wie das Oberflächeneis leichter als Wasser und wächst rasch an; am Rhein beobachtete man bis zu 2 m mächtiges Grundeis. Meist wird das Grundeis aber, noch bevor es besondere Mächtigkeit erreicht hat, durch den Auftrieb und den Strömungsdruck des Wassers losgerissen und erscheint an der Oberfläche, wo es durch seinen Sand- und Schlammgehalt leicht erkennbar ist.

Nimmt die Kälte weiter zu, so nimmt das Treibeis (als welches weiterhin alles Eis, das an der Oberfläche herabschwimmt, bezeichnet wird) immer mehr zu, bis es die ganze Flußbreite einnimmt; die Bewegung beginnt dann zu stocken und es tritt der Eisstoß ein.

Die Bildung von Treibeis setzt ein, wenn mehrere Tage hindurch die mittlere Lufttemperatur unter  $0^{\circ}$  liegt. Werden die Tage gezählt, die verstreichen vom Beginn der Frostperiode (Absinken der Temperatur unter  $0^{\circ}$ ) bis zur Treibeisbildung, so erhält man die sogenannte Frostdauer vor der Treibeisbildung und die mittlere Temperatur dieser Frostdauer nennt man den Frostgrad. Im 40jährigen Mittel beträgt z. B. für die Donau bei Wien die Frostdauer 6,2 Tage und der Frostgrad  $-3,9^{\circ}$ ; die geringste Frostdauer betrug 2 Tage mit  $-4,9^{\circ}$ , die längste 15 Tage mit  $-2,3^{\circ}$  Frostgrad. Zwischen Ulm und dem Wienerbecken tritt in der

Donau im 40jährigen Mittel das Eistreiben zwischen dem 20. und 25. Dezember auf.

Den Anstoß zur Bildung eines Eisstoßes bilden in der Regel Eisstauungen an Sandbänken, Felsriffen, Brückenpfeilern oder die Treibeisstauung in Staustrecken mit geringen Oberflächengeschwindigkeiten, in denen das Treibeis rasch zusammenfriert und Standeis bildet. Dieses Standeis hält nun alles von oben kommende Eis zurück, der Eisstoß wächst flußauf an, man sagt, er baut vor. Das Vorbauen geht mit großer Geschwindigkeit vor sich; so baut z. B. der Eisstoß von Hainburg an der Donau gegen Wien mit einer Schnelligkeit von 15 km im Tag (Mittelwert aus 18 Jahren), jener im Gebiet Passau-Regensburg mit 17 km im Tag, im Gebiet Kehlheim-Ingolstadt mit 8,5 km im Tag vor. Die Schnelligkeit des Vorbauens hängt von den Temperaturverhältnissen und der Entfernung der Eisstöße ab; je wärmer es wird, desto langsamer wächst der Eisstoß an. Im Winter 1879/80 baute der Eisstoß von Fischamend gegen Tulln an der Donau bei einer mittleren Lufttemperatur von

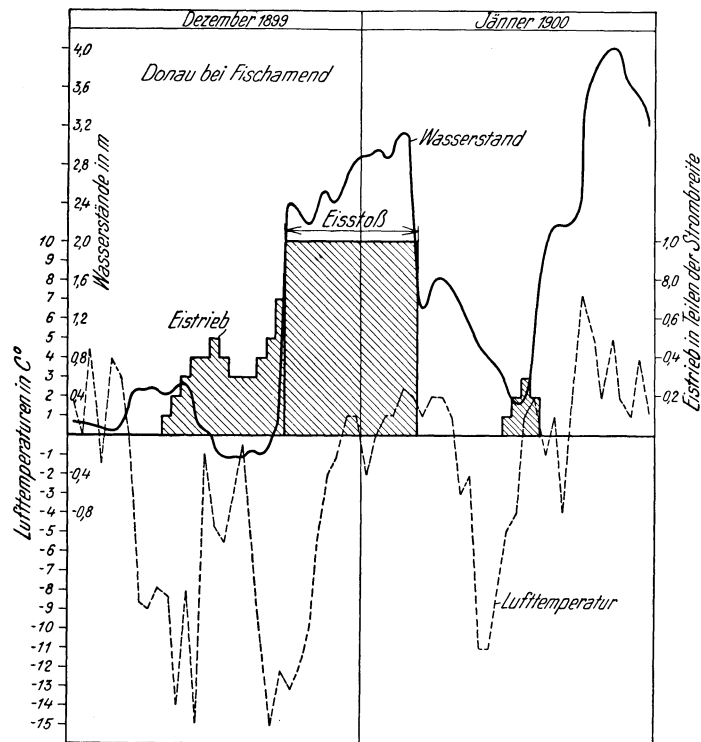


Abb. 176. Einfluß des Eisstoßes auf den Wasserstand in der Donau bei Fischamend. (Nach Messungen des hydrographischen Zentralbureaus in Wien)

—9° mit 14 km im Tag vor, während bei darauffolgenden Temperaturen von —4,5° der Eisstoß nur mit 7,4 km im Tag flüßaufwärts wuchs. Steigt die Temperatur auf 0° oder darüber, so hört das Vorbauen auf.

Der Eisstoß hat, wie es in der Abb. 176 deutlich zu erkennen ist, trotz gleichbleibenden Durchflusses ein starkes Ansteigen des Wasserstandes zur Folge, da zum rauhen benetzten Umfange, der bei offenem Wasser aus der Sohle und den Uferböschungen besteht, beim Eisstoß noch die rauhe Eisdecke mit etwa derselben Rauhgigkeit wie die Sohle hinzutritt, wodurch der benetzte Umfang annähernd verdoppelt wird. Das folgende Beispiel möge den Anstieg des Wassers infolge der Bildung eines Eisstoßes veranschaulichen; angenommen sei ein Fluß mit einem Spiegelgefälle  $J = 0,0005$ , einer mittleren Tiefe bei freiem Spiegel von 2,00 m und einer Breite von 100 m. Der Einfachheit halber möge der Querschnitt rechteckig sein, so daß der Profilradius  $R = 200 : 104 = 1,92$  m beträgt. Bei einer Sohlenrauhgigkeit  $n = 0,030$  ist der Durchfluß

$$Q = F \cdot \frac{1}{n} J^{0,5} R^{0,7} = 234 \text{ m}^3/\text{sec} \quad (284)$$

Bildet sich nun der Eisstoß, so verdoppelt sich annähernd der benetzte Umfang; die Rauhgigkeit einer solchen Eisdecke kann im Mittel jener der Sohle gleichgesetzt werden, so daß für den durchflossenen Querschnitt  $F = 100 x$  für den benetzten Umfang  $P = 200 + 2 x$  zu setzen ist, wenn mit  $x$  die gesuchte Wassertiefe bezeichnet wird. Es besteht dann für den Durchfluß die Beziehung

$$Q = F \cdot \frac{1}{n} \sqrt{J} R^{0,7} = \frac{1}{n} \sqrt{J} \frac{F^{1,7}}{P^{0,7}}$$

woraus

$$\frac{n Q}{\sqrt{J}} = \frac{(100 x)^{1,7}}{(200 + 2 x)^{0,7}}$$

und weiter

$$x = 2,67 \text{ m}$$

folgt; der Eisstoß verursacht also eine Hebung des Wasserspiegels in diesem Falle um 0,67 m, trotz gleichbleibenden Durchflusses. Schiebt sich unter der Eisdecke

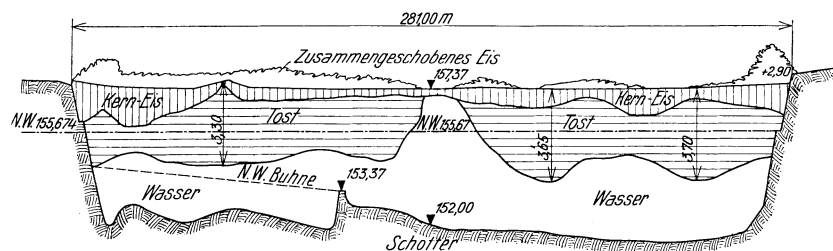


Abb. 177. Querschnitt durch die Donau bei Wien während eines Eisstoßes

außerdem noch Eis zusammen, wie es z. B. die Abb. 177 veranschaulicht, so wird die Rauhgigkeit wesentlich größer und der Querschnitt überdies eingengt, so daß mit einer noch weitergehenden Spiegelhebung zu rechnen ist. Unter dem Eisstoß wird, besonders dort, wo sich das Eis zu größerer Mächtigkeit zusammenschiebt, vielfach die Sohle ausgekolkt und man hat weitgehende Veränderungen in der Sohlenform (Auskolungen) infolge des Eisstoßes beobachtet.

Steigt die Temperatur der Luft über 0° an, so tritt Tauwetter ein, der Eisstoß beginnt abzuschmelzen, er wird stellenweise von Wasser durchbrochen, das Eis wird zusammengesoben und man sagt, der Eisstoß „schiebt nach“. Das Tauwetter

bewirkt auch stärkere Zuflüsse aus den Nebenflüssen, die bald die Eisdecke heben und zertrümmern. Das Eis setzt sich dann in Bewegung und über die ganze Flußbreite fließt ein Eisstrom, wobei, wie es die Abb. 178 bis 183 veranschaulichen, oft mehrere Meter hohe Eiswälle über die Ufer, Fangdämme von Baugruben u. dgl. geschoben werden.

Der Eisstoß kann aber auch ohne ausgesprochenes Tauwetter abgetragen werden; schwankt die mittlere Lufttemperatur längere Zeit um 0°, so beginnt meist der Eisstoß von unten (flußab) abzubrockeln und verschwindet nach und nach.

Der Eisstoß entsteht nicht alle Jahre; er bildet also nicht die Regel. In Wien wurde beobachtet, daß die langjährige mittlere Wintertemperatur (Dezember, Januar, Februar) — 0,5° beträgt und daß Eisstöße nur auftreten, wenn die Wintertemperatur unter — 1° lag. Im Mittel sind in Wien 13 Frosttage mit einer Mitteltemperatur von — 6,6, in Passau 11 Tage mit — 5,1° nötig bis zur Bildung des Eisstoßes.

In der Donaustrecke zwischen Donauwörth und der Mündung treten z. B. die Eisstöße zwischen 5. und 10. Januar auf und haben die folgenden mittleren Dauern.

Im Gebiet von	
Donauwörth .....	22 Tage
Kehlheim .....	21 „
Passau-Straubing .....	31 „
Grein .....	19 „
Niederösterreich .....	28 „
Südungarn .....	34 „
Walachei .....	37,5 „
Am Inn bei	
Rosenheim .....	21 Tage
Kraiburg .....	26 „
Mülldorf .....	20 „
Neu-Ötting .....	28 „
Neuhaus .....	15 „
Am der Isar bei	
Landshut .....	17 Tage
Platting .....	17 „

Für die Beurteilung der Intensität des Eistriebes wird nicht die tatsächlich beförderte Menge Eises in Betracht gezogen, sondern nur der Flächenteil der Spiegelfläche des Flußlaufes, der vom talab treibenden Eis eingenommen wird; die Dicke



Abb. 178. Der Eisstoß in der Donau bei Preßburg während der Bildung Winter 1927/28)



Abb. 179. Der Eisstoß in der Donau bei Preßburg (Winter 1927/28)



Abb. 180. Eine Landungsstelle in der Donau bei Preßburg wird vom Eis ans Ufer gedrückt



der Schollen bleibt unberücksichtigt. Die Ermittlung der vom Eis eingenommenen Fläche erfolgt durch Schätzung von einer geeigneten Stelle des Flusses mit gutem Überblick aus und die Angabe erfolgt durch eine Verhältniszahl, die besagt, der wievielte Teil des Spiegels in einem Querschnitte vom Eis eingenommen wird; da



Abb. 181. Ein Eisstoß schiebt sich über einen Fangdamm



Abb. 182. Der Eisstoß (Abb. 181) wird gesprengt

diese Angabe nur auf Schätzung beruht, wird sie auch meist nur in Zehnteln der Spiegelbreite gemacht. Die Intensität des Eistriebes  $\varepsilon = \frac{4}{10}$  besagt also z. B., daß  $\frac{4}{10}$  des Wasserspiegels vom Treibeis eingenommen wird. Die Abb. 184 veranschaulicht als Beispiel Eistrieb von der Stärke  $\varepsilon = \frac{4}{10}$  am Kuhmühlteich in Hamburg.



Abb. 183. Eisstoß in der Weichsel bei Ivangorod, 1917



Abb. 184. Eistrieb am Kuhmühlteich in Hamburg. Stärke des Eistriebes  $\varepsilon = 0,4$

Für das Rechnen mit Eistrieb ist aber die Angabe der Intensität des Eistriebes noch nicht hinreichend; es ist ja nicht gleichgültig, mit welcher Geschwindigkeit die Eisschollen den betrachteten Querschnitt durchlaufen. Bei gleicher Intensität des Eistriebes treibt durch einen Querschnitt um so mehr Eis, je größer die Oberflächengeschwindigkeit ist; diese muß daher stets auch bekannt gegeben werden.

Beträgt die geschätzte Intensität des Eistriebes  $\varepsilon$ , die Spiegelbreite  $B$  und die mittlere Oberflächengeschwindigkeit, für die genügend genau die mittlere Geschwindigkeit des Querschnittes gesetzt werden kann,  $U$ , so treibt in der Zeiteinheit die Eismenge in Quadratmetern (die Dicke der Schollen bleibt, wie schon erwähnt, außer Betracht)

$$(285) \quad E = \varepsilon B U$$

durch den Querschnitt.

Treibt Eis durch eine Flußstrecke abwärts, so muß trotz gleichbleibender Temperaturverhältnisse und unveränderlichen Eistriebes die Intensität  $\varepsilon$  des Eistriebes nicht konstant bleiben, weil sich auf dieser Strecke die Oberflächengeschwindigkeit oder die Breite  $B$  ändern kann. Beträgt der Eistrieb in einer betrachteten Strecke  $E$  und werden Intensität  $\varepsilon$ , Spiegelbreite  $B$  und Oberflächengeschwindigkeit  $U$  in zwei Querschnitten durch die Indizes 1 und 2 gekennzeichnet, so muß

$$(286) \quad E = \varepsilon_1 B_1 U_1 = \varepsilon_2 B_2 U_2$$

oder

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 \frac{U_1 B_1}{U_2 B_2} \quad (287)$$

sein. Wird für die Oberflächengeschwindigkeit die mittlere Geschwindigkeit des Querschnittes gesetzt und diese nach der Formel

$$U = \frac{1}{n} J^{0,5} R^{0,7} \quad (63)$$

gerechnet, so kann man auch schreiben

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 \frac{n_2 J_1^{0,5} B_1 H_1^{0,7}}{n_1 J_2^{0,5} B_2 H_2^{0,7}} \quad (288)$$

Liegt schließlich eine regelmäßige Gerinnestrecke vor, in der sich insbesondere die Breite nicht wesentlich ändert, so kann man, da der Durchfluß

$$Q = \frac{1}{n_1} J_1^{0,5} B_1 H_1^{1,7} = \frac{1}{n_2} J_2^{0,5} B_2 H_2^{1,7} \quad (289)$$

ist, auch

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 \frac{H_2}{H_1} \quad (290)$$

setzen.

Diese Beziehungen können dazu verwendet werden, einen Flußlauf dahin zu untersuchen, ob und wo bei stärkerem Eistrieb die Bildung eines Eisstoßes zu erwarten ist. Beträgt z. B. in einem Flußlauf an einer Stelle von der Breite  $B_1 = 50$  m der Eistrieb  $\varepsilon_1 = 0,85$  und fließt das Wasser bei einem Spiegelgefälle  $J_1 = 0,0015$  mit der mittleren Tiefe  $H_1 = 0,90$  m, so wird oberhalb eines Stauwerkes, wo die Breite z. B.  $B_2 = 60$  m, das Spiegelgefälle  $J_2 = 0,0003$  und die mittlere Tiefe  $H_2 = 1,30$  beträgt bei gleicher Bettrahigkeit

$$\varepsilon_2 = 1,02$$

Da nun  $\varepsilon = 1,00$  die größte Eistriebstärke ist, bei der Eis äußerstenfalls noch in Bewegung sein kann, so besagt das obige Resultat, daß bei den gegebenen Verhältnissen an dieser Stelle mit der Bildung eines Eisstoßes zu rechnen ist, auch dann, wenn am Stauwerk fortlaufend Eis abgelassen wird.

Literatur (Flußeis): Arnet: Das Gefrieren der Seen in der Zentralschweiz. Mitt. d. naturf. Ges. Luzern. 1897. — Bayberger, Fr.: Der Chiemsee. Mitt. d. Ver. f. Erdkunde. Leipzig. 1888. (Siehe wissensch. Veröffentl. d. Vereines f. Erdkunde. Leipzig. V.) — Brey, G.: Der Kochelsee. Ber. d. naturw. Ver. zu Regensburg, H. 10. Der Tegernsee. — Buchanan: On the freezing of Lakes. Nature 19. 1879. — Columbus, D.: Eisbildung in Oberösterreich während 1847/48. Berichte über die Mitt. v. Freunden d. Naturwissenschaften in Wien, Bd. 4, S. 163. 1848. — Cholnoky, v.: Das Eis des Balatonsees. Res. d. wissenschaftl. Erforschung des Balatonsees, I. Bd., 5. Teil, IV. Sektion. Budapest. 1909. — Cronwall: Is förhallandena i Sverige under vintrarna 1871/72 och 1872/73 Akad. doktor afhandling. Upsala. 1875. — Delebecque: Les lacs français. Paris. 1898. — Forel: La Temperatur des lacs gelés. Compt. rend hebdom. Acad. Sc. 90. 1880. — Derselbe: La congélation des lacs Suisses et Savoyardes pendant l'hiver 1879/80. Echo des Alpes 16. Genf. 1880. — Derselbe: La congélation des lacs Suisses et Savoyards dans l'hiver 1891. Arch. des Sciences phys. et nat. 27<sup>3</sup>. Genf. 1892. — Derselbe: Le Leman. II. 1895. — Derselbe: Quelques études sur les lacs de Joux. Bull. soc. vaud. Sc. nat. 33. 1897. — Derselbe: Les Flacques d'eau libre dans la glace des lacs gelés. Ebenda 34. 1898. — Derselbe: Handbuch der Seekunde. Stuttgart. 1901. — Fänner, G.: Der Eisstoß der Donau. Wochenschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 13, 301. 1888. — Fritsch, C.: Die Eisverhältnisse der Donau in Österreich ob und unter der Enns und Ungarn in den Jahren 1851/52 bis 1860/61. Denkschrift d. k. Akad. d. Wissenschaften Wien, Bd. 18. — Derselbe: Die Eisverhältnisse der Donau bei Wien in den Jahren 1853 bis 1862. Sitzungsber. d. k. Akad. d. Wissenschaften Wien, math.-nat. Kl., Bd. 46. — Derselbe: Die Eisverhältnisse der Donau in den Jahren 1862/63 und 1863/64. Sitzungsber. d. k. Akad. d. Wissenschaften Wien, math.-nat. Kl., Bd. 57. — Derselbe: Die Eisverhältnisse der Donau in den Jahren 1864/65 bis 1867/68. Sitzungsber. d. k. Akad. d. Wissenschaften Wien, math.-nat. Kl., Bd. 58. — Derselbe: Über die konstanten Verhältnisse des Wasserstandes und der Beeisung der Moldau bei Prag. Sitzungsber. d. k. Akad. d. Wissenschaften Wien, math.-nat. Kl. 1851. — Geistbeck, A.: Die Eisverhältnisse der Isar und ihrer Nebenflüsse. — Gintl, W.: Beobachtungen über das Grundeis der Mur. — Haidinger, W.: Bericht über die Eisdecke der Donau in Ungarn im Winter 1857/58. Denkschr. d. k. Akad. d. Wissenschaften Wien, Bd. 18. — Heinrichs, A.: Snö-och isförhallandena i Finland vintern 1891/92. Akad. doktor afhandling. Helsingfors. 1893. — Hildebrandson: Isförhallandena i Sverige

vintern 1870/71. Upsala universitets arsskrift 1872. — Derselbe und Rundland: *Prise et debacle des lacs en Suede, automne 1871 à printemps 1877*. Upsala. 1879. — Hohnsen: *Is forholdene ved de norske indsjøer*. Christiana. 1903. — (Seen.) Geistbeck, A.: *Die Seen der deutschen Alpen*. Mitt. d. Ver. f. Erdkunde. Leipzig. 1884. — Herpich, H.: *Die Eisverhältnisse in den Bayrischen Seen*. Münchner geogr. Studien. 26. Stück. 1911. — Koch, G. A.: *Die Temperaturbewegungen des Gmundner- oder Traunsees und Traunabflusses im Winter 1894/95*. 1895. — Müllner, Joh.: *Die Vereisung der österr. Alpenseen in den Wintern 1894/95 bis 1900/01*. Pencks geogr. Abh. X/7. 1903. — Derselbe: *Die Seen von Reschenscheideck*. Ebenda VII/1. 1900. — Maschke, O.: *Über die Bildung des Grundeises*. Pogg. Ann. 45. — Péch, J.: *A magyar állam jelentékenyebb folyóiban észlelt Vizállások*. Budapest. 1890. — Pacher, A. v.: *Die Eisbildung in der Donau usw.* Wien. 1888. — Richter, Ed.: *Die Temperaturverhältnisse der Alpenseen*. Vhdlg. d. d. deutschen Geogr. Tages. — Rykatschew, M.: *Über den Auf- und Zugang der Gewässer des Russischen Reiches*. Petersburg. 1887. (= Rep. f. Met., Bd. X.) — Simony, Fr.: *Die Seen des Salzkammergutes*. Sitzungsber. d. k. Akad. d. Wissenschaften, math.-nat. Kl. 1850. — Seeland: *Temperatur und Eisverhältnisse des Wörthersees*. Met. Zeitschr. 1892. — Schuh: *Das Gefrieren der Seen*. Peterm. Mitt. 1901. — Swarowsky, A.: *Die Eisverhältnisse der Donau in Bayern und Österreich von 1850 bis 1890*. Pencks geogr. Abh. 5. 1896. — Ule, W.: *Der Würmsee*. Leipzig: 1901. — Derselbe: *Der Ammersee*. — Wedderburn: *The freezing of freshwater lakes* Journ. of the Scottish Met. Soc. 1908.

## H. Das Grundwasser

### 1. Die Entstehung, das Verhalten und die Eigenschaften des Grundwassers

Die Entstehung des Grundwassers ist im wesentlichen auf die Versickerung der Niederschläge und unter Umständen auch auf solche von Tagwässern zurückzuführen. Andere Erklärungsversuche schreiben die Bildung des Grundwassers der Kondensation der Feuchtigkeit der Bodenluft zu; wenn es auch möglich ist, daß auf diese Weise Wasser in den Boden gelangt, so kann die Menge desselben aber doch nur verschwindend gegenüber jener sein, die sich im Untergrund fortbewegt, so daß sie vollständig außer Betracht bleiben kann. Das versickernde Niederschlagswasser läuft durch die Poren des Untergrundes hinab, bis es auf eine undurchlässige Schicht trifft, über der es sich sammelt, vorerst einen Grundwassersee bildet, aus dem es endlich über die tiefste Stelle der undurchlässigen Schicht als Grundwasserstrom abläuft. Grundwasser ist daher überall dort zu erwarten, wo durchlässige Schichten auf undurchlässigen ruhen. Als wasserundurchlässige Schichten werden angesehen alle Sand-, Kies- und Schotterablagerungen, Sandsteine, Jurakalke, Triaskalke, Dachsteinkalk, Konglomerate, Grauwackensandstein, Phyllite; seltener sind Gneis und Granit durchlässig; wasserundurchlässig sind Lehm, Mergel, Ton, Letten, ferner ungeklüftetes, kristallinisches Sedimentär- und Massengestein.

Tritt das Grundwasser über den Rand der undurchlässigen Schicht zutage, so spricht man von einer Überlaufquelle (Abb. 185); je nach der Auffüllung des durchlässigen Bodens, liefern die Quellstellen verschieden viel Wasser: bei der Grundwasserspiegellage I in der Abb. 185 fließt z. B. aus allen Quellen Wasser und das Gebiet zwischen  $Q'_I$  und  $Q''_{II}$  wird feucht, sumpfig sein, während bei der Grundwasserspiegellage II nur noch bei  $Q_{II}$  Wasser auslaufen kann. Ist der Rand der undurchlässigen Schicht mit Gehängeschutt verschüttet, so ist (Abb. 186) der eigentliche Quellaustritt verdeckt und das Wasser läuft erst am Fuße des Schuttes ( $Q$ ) zutage. Der Rand der undurchlässigen Schicht kann auch von durchlässigem Boden überdeckt sein, wie es die Abb. 187 und 188 veranschaulichen, dann kann bei hoher Lage (I) des Grundwasserspiegels Quellwasser bei  $Q$  zutage treten, während bei niedriger Lage (II) der Grundwasserspiegel die Bodenoberfläche nicht mehr schneidet, die Quelle daher versiegt und das Wasser als Grundwasser weiterläuft.

Die undurchlässige Schicht muß aber nicht stets eine Mulde bilden, sondern kann, wie es die Abb. 189 und 190 andeuten, durchwegs mit gleichsinniger Neigung

verlaufen und das Grundwasser sickert dann am tiefer liegenden Rand aus; eine solche Quelle wird als Schichtenquelle bezeichnet.

Spaltquellen treten auf, wenn entweder wasserführendes Gestein zerklüftet ist, so daß die Spalten die Rolle von Gesteinsdränen haben, durch die das Wasser abgeleitet wird oder wenn in den die wasserführende Schicht begrenzenden undurchlässigen Schichten Spalten auftreten, durch die Wasser unter Druck absinken oder aufsprudeln kann. Das sich in einzelnen Spalten des Gebirges sammelnde Wasser kann in immer größeren Klüften zusammenlaufen, so daß sich schließlich

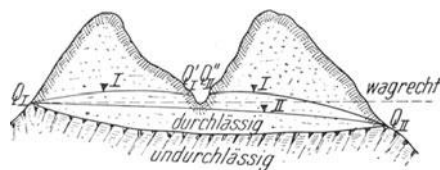


Abb. 185. Überlaufquelle

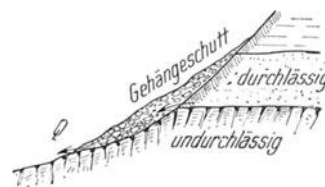


Abb. 186. Schichtquelle mit verdecktem Ablauf

unterirdische Wasserläufe bilden, wie sie im Karstgebiete meistens auftreten. Bei der Verwendung von Spaltquellen zur Wasserversorgung ist besondere Vorsicht geboten, weil in klüftigem Gestein durch Spalten auch Verunreinigungen ins Wasser gelangen können.

Die Ergiebigkeit einer Quelle wird meist durch Eichung, bei größeren Schüttungen durch Meßüberfälle oder dergleichen ermittelt; sie schwankt innerhalb eines Jahres mitunter recht beträchtlich. Bei vielen Quellen ist ein Zusammenhang zwischen dem Gang des Regens und jener der Ergiebigkeit, wenn auch mit einer durch die langsame Fortbewegung des Wassers im Boden hervorgerufenen Phasenverschiebung deutlich zu erkennen. Das Verhältnis der kleinsten zur größten Quellschüttung liegt meist zwischen 1 : 1,5 und 1 : 40. Anhaltspunkte für die Schätzung

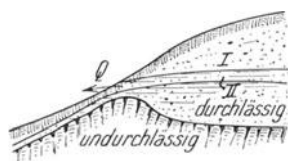


Abb. 187. Überfallquelle mit zeitweise unterirdischem Ablauf

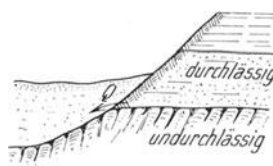


Abb. 188. Schichtquelle mit verdecktem Ablauf



Abb. 189. Quellen aus Schichten mit gespanntem Grundwasser

der niedrigsten Quellschüttung bieten die in der Abb. 50 dargestellten Wasserspendsen bei *NNW* deutscher Flußgebiete, denn bei dieser Wasserführung stammt ja der gesamte Durchfluß aus Quell- und Grundwasserzuflüssen. Bei der Benutzung dieser Zahlen muß aber bedacht werden, daß die Ergiebigkeit benachbarter Quellen stark schwankt, daß beim Sinken des Grundwasserspiegels die höher liegenden Quellen zuerst versiegen und in dieser Zeit die Ergiebigkeit der Grundwasserschichten der Täler noch groß bleibt; die Ergiebigkeit höher liegender Quellen wird also durchwegs unter jenen der großen Flußgebiete liegen.

Weitere Anhaltspunkte bieten die in der Tabelle 31 zusammengestellten Beobachtungsergebnisse von Lauterburg und auch die Formel (45) von Iszkowski liefert bei richtiger Wahl der Beiwerte zutreffende Niedrigwasserspendsen. Die

Tabelle 31. Kleinste Ergiebigkeit in l/sek.km<sup>2</sup> von Quellen nach Beobachtungen von Lauterburg

Durchlässigkeit des Gebietes	schlecht			mittel			gut		
	steil	mittel	flach	steil	mittel	flach	steil	mittel	flach
Alpengebiet									
1. Gletscher- und Firngebiet, Schutthalden, lockerer Geröllboden, dicht bewaldetes Gebiet	1,1 bis 2,0	1,3 bis 2,7	—	1,9 bis 3,2	2,3 bis 3,9	—	3,4 bis 6,4	3,5 bis 5,5	—
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz . . . . .	1,5	2,08	—	2,08	2,68	—	2,68	3,27	—
3. Weideland . . . . .	1,07	1,79	—	1,8	2,50	—	2,50	3,21	—
4. Kahles Felsgebiet . . . . .	0,36	0,72	—	0,72	1,07	—	1,07	1,43	—
Hügelland u. Niederungen									
1. Geschlossene Waldung, lockerer Geröllboden, steinige oder sandige Ödung . . . . .	—	1,1 bis 2,26	1,3 bis 2,55	—	1,9 bis 3,23	2,3 bis 3,8	—	2,8 bis 4,5	3,3 bis 5,2
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz . . . . .	—	1,70	2,20	—	2,20	2,70	—	2,70	3,18
3. Wiesen und Weideland . . . . .	—	1,47	2,06	—	2,06	2,65	—	2,65	3,13
4. Kahles Felsgebiet . . . . .	—	0,60	0,90	—	0,90	1,20	—	1,20	1,47

Ermittlung des Einzugsgebietes einer Quelle bietet meist große Schwierigkeiten, weil das orographische Einzugsgebiet, wie ein Blick in die Abb. 190 lehrt, mit dem hydrologischen, besonders bei kleineren Quellen, nur selten übereinstimmt und weil überdies, je nach der Höhenlage des Grundwasserspiegels, die Wasserscheide, wie es in der Abb. 190 angedeutet ist, wandert.

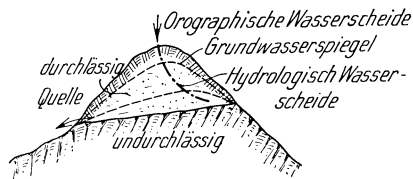


Abb. 190. Schichtquelle mit wandernder hydrologischer Wasserscheide

Erreicht das aus einem Sammelgebiet ablaufende Grundwasser die Bodenoberfläche nicht, tritt es also nicht als Quelle zutage, so bewegt es sich im Untergrunde weiter fort und man spricht von einem Grundwasserstrom. Die Tiefe, in der in einer durchlässigen Schicht Wasser angetroffen wird und die Mächtigkeit des Grundwasserstromes hängen von der Beschaffenheit der undurchlässigen Unterlage, ferner von jener der wasserführenden Schicht und von der Größe des Einzugsgebietes ab, das unterirdisch durch die durchlässige Schicht entwässert wird.

Das Grundwasser befindet sich in der Natur nicht immer mit freiem Wasserspiegel im Untergrund; wird die wasserführende Schicht wieder von einer undurchlässigen überlagert, so kann das Grundwasser, wie es die Abb. 189 veranschaulicht, unter der dichten Deckschicht unter Druck stehen, man spricht dann vom gespannten Grundwasser. Wird solches Wasser durch die undurchlässige Deckschicht abgeleitet, so quillt es unter Druck über den Boden empor und man nennt es artesisches Wasser. Liegen mehrere wasserführende Schichten, durch undurchlässige getrennt, übereinander, so hat man Grundwasserstockwerke. Die Grundwässer der einzelnen Stockwerke können miteinander in Beziehung stehen, sie können aber auch ganz unabhängig voneinander verschiedener Beschaffenheit und Herkunft sein und es können schließlich Schichten mit gewöhnlichem und gespanntem Grundwasser übereinander bestehen.

Das Aufsuchen von Grundwasser kommt in erster Reihe auf ein Aufsuchen durchlässiger Schichten im Untergrund hinaus; aus verschiedenen oberirdischen Anzeichen können dann schon vielfach Schlüsse gezogen werden, ob die Schicht auch wasserführend und in welcher Tiefe das Grundwasser zu erwarten ist. Die besten Aussichten für das Auffinden von Grundwasser bieten immer Flußtäler mit alluvialen Ablagerungen, die an der fast wagrechten Oberfläche des Talbodens schon oberirdisch zu erkennen sind. Auch alte, verlassene und überschüttete Talbildungen führen in der Regel Grundwasser, so sind z. B. die in der Abb. 191 dargestellten Urstromtäler Deutschlands

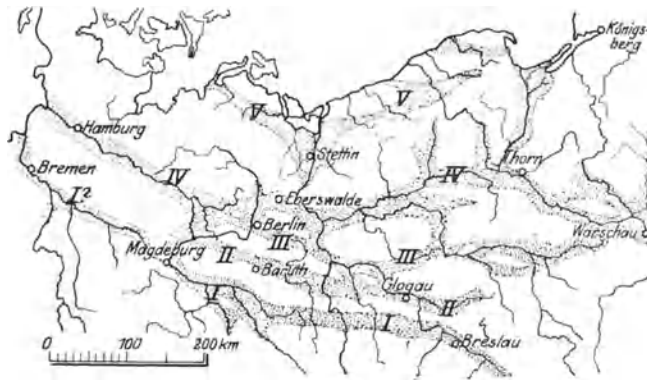


Abb. 191. Die Urstromtäler Deutschlands nach Wahnschaffe. (Aus E. Prinz, Hydrologie, 2. Aufl.)

wertvolle Gewinnungsgebiete für Grundwasser. Braune eisenhaltige Ausscheidungen an Ufern, in Gräben u. dgl. deuten auf zusickerndes Grundwasser hin, ebenso Stellen in Teichen und Gewässern, die eisfrei bleiben. Üppiger Pflanzenwuchs und besonders das Vorkommen nasseliebender Pflanzen deuten in der Regel auf einen in geringer Tiefe liegenden Grundwasserspiegel hin. Schließlich geben auch Beobachtungen an Hausbrunnen, die in der Nähe stehen, wertvolle Aufschlüsse; solche Beobachtungen müssen aber zeitlich morgens gemacht werden, bevor aus den Brunnen geschöpft worden ist.

Ist nun auf irgend eine Weise, allenfalls unter Zuziehung von Geologen, die Möglichkeit des Vorkommens von Grundwasser im Untergrund festgestellt, so kann nun dazu geschritten werden, durch Messungen genauen Aufschluß über das Grundwasservorkommen und insbesondere auch über die voraussichtliche Ergiebigkeit zu schaffen.

Die genaue Untersuchung der wasserführenden Schichten wird durch Bohrungen eingeleitet, die Aufschluß über das Gefälle und die Mächtigkeit derselben bringen (vgl. S. 194). Im Bohrloch wird die Grundwasserspiegellage und, wenn es tief genug herabreicht, auch die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht eingemessen. Für die Feststellung der Höhenlage des Wasserspiegels in demselben stehen verschiedene Geräte in Verwendung, die am Ende eines Meßbandes befestigt werden. Das einfachste ist ein Rundeisenstab von 5 bis 7 mm Durchmesser, der, mit Kreide bestrichen, am Meßband langsam herabgelassen wird; die Tauchtiefe ist leicht an der Grenze der feuchten Kreide zu erkennen. Stärkere Stäbe dürfen nicht verwendet werden, weil sie beim Tauchen im engen Bohrloch viel Wasser verdrängen, das aufsteigt und dadurch eine zu hohe Spiegellage vortäuscht. Ein anderes Gerät ist Rangs Spiegelmesser (Abb. 192), der aus einem Hohlkörper besteht, der als Abschluß oben eine Pfeife und am Umfange in Entfernungen von je 1 cm kleine Schälchen trägt. Er wird rasch herabgelassen; sobald er taucht, wird die aus dem Innenraum vom Wasser ver-



Abb. 192. Rangs Spiegelmesser (Spöhr)

drängte Luft durch die Pfeife geschoben, die ein Signal gibt, während sich außen bis zur Tauchtiefe die Schälchen mit Wasser füllen.

Um an irgend einer Stelle das Gefälle des Grundwasserstromes und daraus seine Richtung zu ermitteln, werden drei Bohrlöcher in gegenseitigen Abständen von etwa

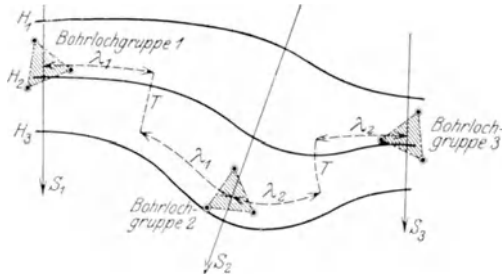


Abb. 193. Ermittlung der Grundwasserschichtenlinien und der Strömungsrichtung des Grundwassers. (E. Prinz, Hydrologie, 2. Aufl.)

60 m abgeteuft, wie es die Abb. 193 veranschaulicht, in denen die Spiegellagen ermittelt werden. Wird ein größeres Gebiet untersucht, so werden solche Bohrlöchergruppen bei regelmäßig beschaffener wasserführender Schicht in Entfernungen von 500 bis 800 m angeordnet; bei Boden mit Störungen geht man bis auf etwa 200 m oder noch näher an die Nachbargruppe heran. Die Ergebnisse der Bohrungen werden in einem Lageplan eingetragen und hierauf der Schichtenplan des Grundwasserspiegels gezeichnet. Das

Grundwasser bewegt sich stets senkrecht zu den Schichtenlinien; ein Schichtenplan gibt daher auch Aufschluß über die Richtung des Grundwasserstromes. Liegt der Grundwasserspiegel wagrecht, so hat man ruhendes, sogenanntes totes Grundwasser gefunden, das sich nur dann für Versorgungszwecke eignet, wenn es mit

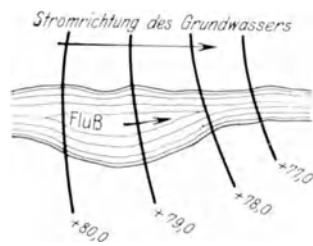


Abb. 194. Grundwasser und Flußwasser sind voneinander unabhängig

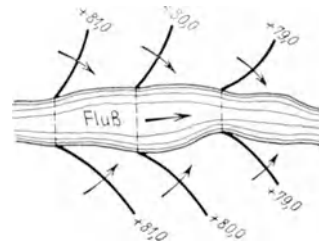


Abb. 195. Grundwasser sickert in den Fluß

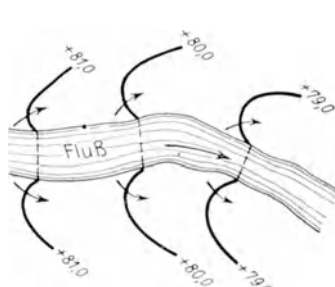


Abb. 196. Flußwasser versickert in den Boden

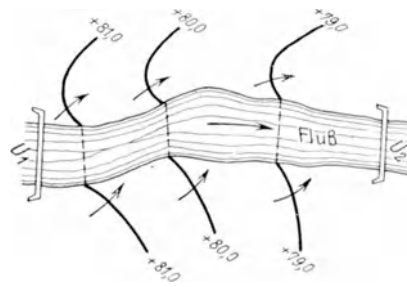


Abb. 197. Am linken Ufer versickert Flußwasser in den Boden, am rechten Ufer läuft Grundwasser in den Fluß

Abb. 194 bis 197. Grundwasserschichtenlinie in der Nähe eines Flusses. (E. Prinz, Hydrologie, 2. Aufl., J. Springer, Berlin 1923)

einem ergiebigen Grundwasserstrom in hydraulischer Verbindung steht, aus dem Ersatz für abgepumptes Wasser zulaufen kann. Der Grundwasserschichtenplan läßt aber auch besonders in der Nähe von Wasserläufen die Herkunft des Grundwassers erkennen, wie es anschaulich durch die Abb. 194 bis 197 vor Augen geführt wird.

Vielfach ist, besonders in der Nähe von Flüssen, der Grundwasserstrom infolge seines Zusammenhanges mit dem Flusse sehr unbeständig und wechselt seine Bewegungsrichtung, wie es die Abb. 198, 199 und 200 erkennen lassen; für wichtigere Anlagen ist es aus diesem Grunde nötig, die Beobachtungen über einen längeren Zeitraum zu erstrecken.

Der Grundwasserspiegel fällt in der Regel gegen den Spiegel eines offenen Wassers hin ab und es läuft Grundwasser in das offene Gewässer. Erfolgen im offenen Wasser innerhalb kurzer Zeit Spiegellagenänderungen, wie z. B. im Tidengebiet von Flüssen, so steigt dort das Wasser zeitweise auch über den Grundwasserspiegel an und es läuft Tagwasser in den Untergrund, wobei sich im Grundwasserspiegel Wellen, ähnlich den Hochwasserwellen der Flüsse bilden, die sich vom Flußlaufe wegbewegen; wie ein Blick in die Abb. 201 lehrt, werden diese Wellen auf ihrem Wege stark gedämpft. Steht die wasserführende Schicht, in der sich derartige Wellen bilden, in Verbindung mit einer Schicht, die gespanntes Grundwasser führt, so entstehen in dieser letzteren Druckschwankungen, die sich mit Schallgeschwindigkeit durch das Gebiet gespannten Wassers auf größere Entfernungen fortpflanzen.

Aber auch in Gebieten, die von rasch vor sich gehenden Spiegellagenänderungen in Flußläufen unbeeinflusst sind, steht der Grundwasserspiegel nicht still, sondern vollführt innerhalb eines Jahres Lageneränderungen mit ziemlich regelmäßigem Gange, die, wie es z. B. die Abb. 202 und 203 veranschaulichen, dem Gange der Wasserstände des nächstgelegenen Flußlaufes, der ja den Grundwasserabfluß regelt, genau folgen. Zwischen dem Gange der Grundwasserstände

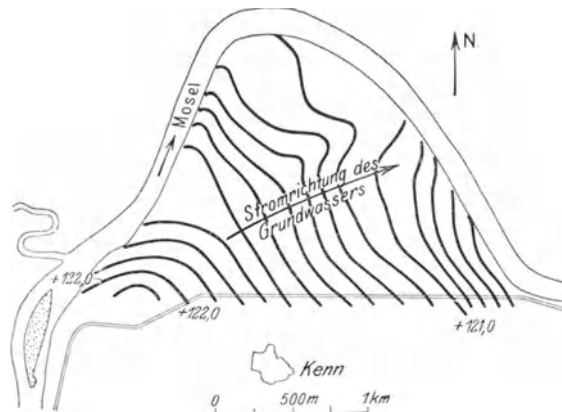


Abb. 198. Gewöhnlicher Verlauf der Grundwasserströmung. 13. Februar 1908

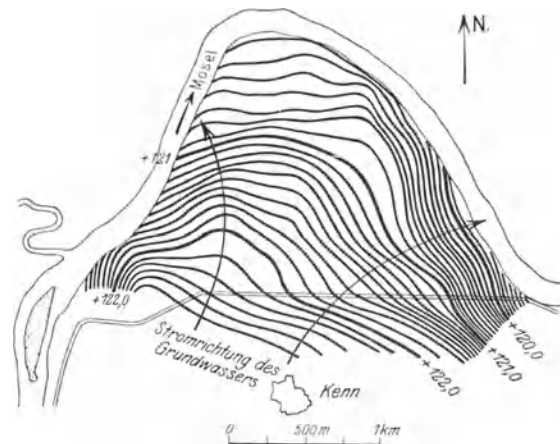


Abb. 199. Ablenkung des Grundwasserstromes bei Niedrigwasser. 16. Oktober 1908

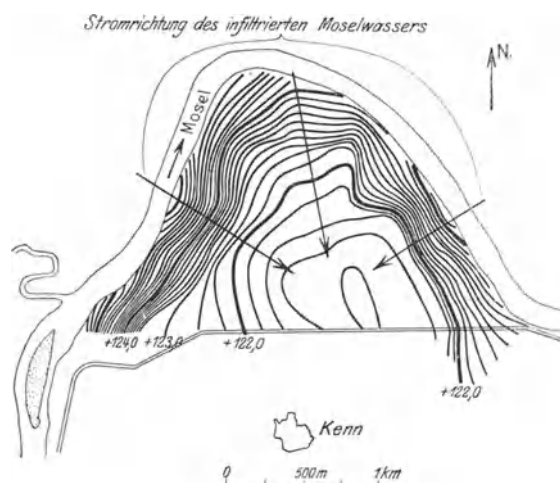


Abb. 200. Umkehr der Grundwasserströmung bei Hochwasser. 12. März 1908

Abb. 198 bis 200. Grundwasserschichtenlinien im Moseltal bei Kenn nach Wahl. (E. Prinz, Hydrologie)



und jenem der Niederschläge besteht nicht immer Einklang; vielfach werden größere Phasenverschiebungen beobachtet, wie z. B. in Berlin (Abb. 203). Innerhalb einer größeren Reihe von Jahren stellen sich auch im Grundwasserstände Grenzwerte ein; A. Thiem beobachtete z. B., daß sich bei München alle 24 bis 28 Jahre im Grundwasser

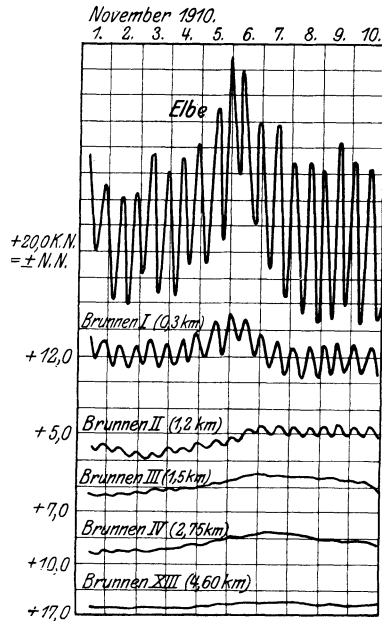


Abb. 201. Schwankungen des Grundwasser-spiegels, beeinflusst durch die Wasserstände der benachbarten Elbe nach Bohlmann. (E. Prinz, Hydrologie)

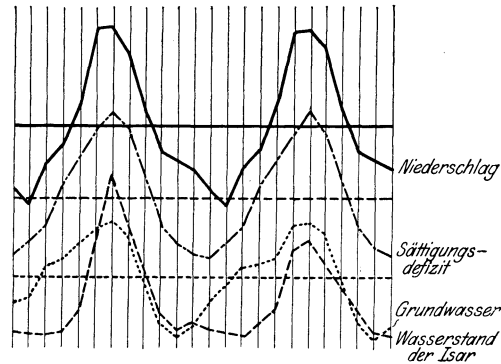


Abb. 202. Gang von Niederschlag, Sättigungsdefizit, Grundwasserstand und Isarwasserstand in München nach Soyka. (E. Prinz, Hydrologie)

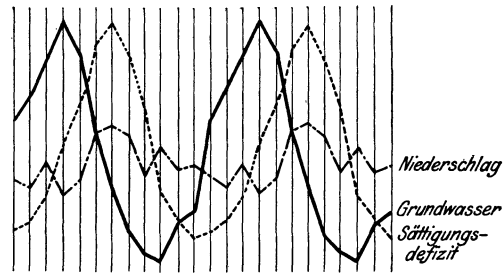


Abb. 203. Gang von Niederschlag, Sättigungsdefizit und Grundwasserstand in Berlin nach Soyka. (E. Prinz, Hydrologie)

Tabelle 32. Zahl der Bakterien in 1cm<sup>3</sup> Boden in verschiedenen Tiefen

Beobachter	Fraenkel	Kabrhel	Kümmel
Ort	Potsdam	Prag	Altona
Bodenart	humoser Sand, darunter diluv. Sand	Diluvium	Heideboden, darunter Sand
Oberfläche ...	unzählbar	—	—
0,25 m tiefer .	—	—	6442
0,30 „ „ ..	—	827 520	—
0,50 „ „ ..	70 000	—	7060
1,00 „ „ ..	1 000	5040	—
1,50 „ „ ..	—	1120	—
1,70 „ „ ..	—	3400, 15 120	—
2,00 „ „ ..	0	—	50
2,50 „ „ ..	250	—	—
3,00 „ „ ..	0	—	—
4,00 „ „ ..	0	200	—
4,50 „ „ ..	100	260	0
5,00 „ „ ..	0	400	—
6,50 „ „ ..	—	—	0

ein Höchst- und ein Tiefstand einstellen.

Grundwasser, das aus genügender Tiefe entnommen wird, ist vollkommen klar und hat das ganze Jahr hindurch annähernd die gleiche Temperatur, die etwas über der mittleren Jahreslufttemperatur des Ortes liegt. Aus größerer Tiefe entnommenes Wasser hat entsprechend der Überlagerungshöhe höhere Temperatur. Die Stoffe, die das Grundwasser gelöst mit sich führt, stammen vorwiegend aus den Böden, die es durchsickert; am häufigsten

werden im Grundwasser Kalzium-, Magnesium-, Eisen- und Manganverbindungen nachgewiesen, daneben Chloride, Kohlensäure und unter Umständen Ammoniak, salpetrige Säure, Salpetersäure, Schwefelwasserstoff, Huminsäure (vgl. S. 240). Bakterien sind in der Regel nur in Grundwasser enthalten, das in geringer Tiefe unter der Bodenoberfläche fließt. Grundwasser, das aus größerer Tiefe stammt, ist meist frei von Bakterien, weil für sie in größerer Tiefe unter der Erdoberfläche die Lebensbedingungen fehlen und feinporiger Boden außerdem die Fähigkeit besitzt, Bakterien zurückzuhalten. Die im Boden vorkommenden Bakterien werden hauptsächlich in der obersten Bodenschicht angetroffen; darunter vermindert sich ihre Zahl sehr rasch, so daß der Boden schon wenige Meter tiefer fast keimfrei ist. In der Zone der Pflanzenwurzeln hat Kabrhel eine sehr üppige Vegetation von Mikroorganismen festgestellt und in dieser Tiefenlage kann die Zahl der Bakterien höher sein als darüber und darunter.

Wo verunreinigtes Wasser im Boden versinkt, erfolgt schon auf kurzem Sickerweg eine weitgehende Reinigung, die auf eine Umsetzung der im Boden befindlichen Stoffe mit dem in Wasser gelösten chemischen Bestandteilen und auf die Tätigkeit von niedrigen Lebewesen im Boden zurückzuführen ist, die die eingeschleppten Bakterien vernichten. Die Wasserreinigung erfolgt im Boden um so weitgehender, je feinporiger der Boden ist; in Böden mit groben Hohlräumen kann sie aber auch gänzlich versagen. Worauf die Zurückhaltung von eingeschleppten Teilchen, die weit kleiner sind als die Poren des Untergrundes, zurückzuführen ist, konnte bisher noch nicht einwandfrei erklärt werden.

## 2. Die Grundwasserbewegung

Die Grundwasserbewegung geht nach den Gesetzen der Laminarbewegung vor sich, bei der die Geschwindigkeit proportional dem Gefälle ist. Da die Weite der Poren im Untergrund, durch die das Wasser sickert, unbekannt und überdies nicht konstant ist, können aber die Gesetze der Wasserbewegung durch Haarröhrchen nicht ohneweiters angewendet werden. Es wird eine eigene Rechnungsgröße, die Filtergeschwindigkeit  $u$  eingeführt, die gleich ist dem Quotienten aus der Sickerung  $Q$  in der Sekunde durch den durchsickerten Bodenquerschnitt  $F$ . Diese Filtergeschwindigkeit  $u = Q : F$ , die weit geringer ist als die tatsächliche Wassergeschwindigkeit, ist ebenfalls proportional dem Gefälle  $J$ ; bei den meisten Untersuchungen wird die Filtergeschwindigkeit

$$u = k \cdot J \quad (291)$$

gesetzt, wobei  $k$  eine Konstante des durchsickerten Bodens ist. Diese Beziehung ist als Gesetz von H. Darcy bekannt; angestellte Messungen haben manchmal auch einen Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit  $u$  und dem Gefälle  $J$  ergeben, der etwas vom Darcyschen Gesetz abweicht; Ph. Forchheimer fand z. B., daß die untenstehenden Beziehungen seinen Messungsergebnissen besser entsprachen als das Darcysche Gesetz:

$$\begin{array}{l} \text{Kies des Marchfeldes:} \\ \text{Lechfeld bei Gersthofen:} \\ \text{Grazerfeld ober Graz:} \\ \text{Straßburg i. E.:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} J = 1,53 u + 237 u^2 \\ 0,00031 \text{ cm/sec} < u < 0,011 \text{ cm/sec;} \\ J = 0,71 u + 8 u^2 \\ 0,12 \text{ cm/sec} < u < 1,2 \text{ cm/sec;} \\ J = 0,033 u + 0,79 u^2; \\ J = 10,7 u^{3/2} + 31,2 u^2 \\ 0,001 \text{ cm/sec} < u < 0,04 \text{ cm/sec.} \end{array} \right.$$

Dieses vom Darcyschen Gesetz abweichende Verhalten des Wassers rührt daher, daß bei größeren Korndurchmessern in den weiteren Poren die laminare

Bewegung in die turbulente übergeht und dann in einem Teile des durchsickerten Querschnittes noch laminare, im anderen Teil schon turbulente Bewegung herrscht; je nachdem nun die laminare oder die turbulente Bewegung vorherrscht, überwiegt der Einfluß des Gliedes mit  $u$  oder von jenem mit  $u^2$ .

Für die rechnerische Behandlung der Grundwasserbewegung eignet sich nur die einfache Form des Darcyschen Gesetzes und man kann auch ohne nennenswerten Fehler stets in dem in Betracht zu ziehenden Bereich von  $u$  bzw.  $J$  das Darcysche Gesetz anwenden.

Der Beiwert  $k$  des Darcyschen Gesetzes wird Durchlässigkeit genannt; sie hängt von der Beschaffenheit der durchsickerten Poren und, da die Bewegung laminar vor sich geht, von der Temperatur des Wassers ab. Der Einfluß der Temperatur braucht bei Grundwasseruntersuchungen in der Regel nicht weiter beachtet zu werden, da die Temperatur des Grundwassers in der Regel nicht viel von etwa 8 bis 10° C abweicht. Der Einfluß der Porenbeschaffenheit ist sehr bedeutend; die Porenbeschaffenheit wieder hängt weitgehend teils von der Kornmischung, teils von der Dichte der Lagerung ab und insbesondere die Kornmischung ist von Bedeutung. Die Durchlässigkeit  $k$  ist um so größer, je gröber die Körnung des Sandes ist; da die Kenntnis derselben bei fast allen Grundwasseruntersuchungen nötig ist, sind zahlreiche Versuche unternommen worden, Formeln aufzustellen, aus denen bei bekannter Wassertemperatur  $t$  und bekanntem Korndurchmesser  $d$  die Durchlässigkeit  $k$  berechnet werden kann. Da es sich meist um durchsickerte Korngemische handelt, kann man eigentlich nicht von einem bestimmten Korndurchmesser sprechen; nun haben aber Versuche gelehrt, daß in einem Gemisch hauptsächlich die feineren Körner für die Größe der Durchlässigkeit  $k$  von Belang sind und A. Hazen führte den sogenannten wirksamen Korndurchmesser  $d_w$  (cm) eines Gemisches ein, der für die Durchlässigkeit  $k$  maßgebend ist. Als wirksamen Korndurchmesser sieht er jenen an, der das Gemisch derart scheidet, daß alle Körner die kleiner sind, ein Zehntel des Gesamtkornvolumens ausmachen. Auf Grund seiner Messungen stellte er die Formeln für die Durchlässigkeit

$$(291) \quad k = 116 (0,7 + 0,03 t^{10}) d_w^2 \dots (\text{cm/sec})$$

auf, die für feinen reinen Sand gelten soll und in der  $t$  die Wassertemperatur bedeutet. Später stellte P. Kresnik durch Versuche fest, daß für wärmeres Wasser die Durchlässigkeit grober Sande beträchtlich stärker zunimmt als jene feiner und ermittelte die Formel

$$(292) \quad k = k_{10} [1 + 0,0745 (t - 10) \sqrt[5]{d_w}] \dots (\text{cm/sec})$$

in der  $k_{10}$  die Durchlässigkeit bei einer Wassertemperatur  $t = 10^0$  und  $d_w$  den wirksamen Korndurchmesser in Zentimetern bedeutet. C. S. Slichter versuchte für die Berechnung der Durchlässigkeit  $k$  neben dem wirksamen Korndurchmesser  $d_w$  auch noch das Porenvolumen  $n$  zu benutzen und stellte für Grundwasser von 10° C die Formel

$$(293) \quad k_{10} = \alpha d_w^2 \dots (\text{cm/sec})$$

auf, in der  $\alpha$  vom Porenvolumen  $n$  (vgl. S. 191) abhängt und er gab für  $\alpha$  die folgenden Werte an:

$n =$	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,47
$\alpha =$	90	120	150	190	230	290	310	370	420	520	610	680

Zuverlässiger als gerechnete Durchlässigkeiten sind die unmittelbar gemessenen; da die Art und Dichte der Lagerung eine große Rolle spielt, können, wenn es sich um die Durchlässigkeit des natürlichen Untergrundes handelt, Laboratoriums-

versuche nicht in Frage kommen, da bei ihnen die natürliche Lagerung nicht nachgeahmt werden kann; nur die durch unmittelbare Messung an einem Versuchsbrunnen gewonnenen Durchlässigkeiten  $k$  sind verlässlich, doch muß beachtet werden, daß sie genau nur für den Ort der Messung gelten, da schon in einiger Entfernung die Untergrundverhältnisse wesentlich verändert sein können. Für die Berechnung der Durchlässigkeit  $k$  aus Pumpversuchen dienen die später abzuleitenden Formeln für die Grundwasserbewegung; auf ihre Verwendung zur Ermittlung der Durchlässigkeit wird jeweils besonders hingewiesen werden.

Um zu zeigen, in welcher Größenordnung Durchlässigkeitsziffern  $k$  gemessen werden, seien die nebenstehenden Messungsergebnisse angeführt.

Tabelle 33. Gemessene Durchlässigkeiten  $k$

Bodenart	Korndurchmesser mm	$k$ cm/sec
Dünensand in Holland .....	—	0,02
Sand mit Spuren von Lehm .....	—	0,08
Flußsand .....	0,1 bis 0,3	0,25
„ .....	0,1 „ 0,8	0,88
Filtersand (Hamburg) .....	—	0,77
Feiner Kies .....	2,0 „ 4,0	3,00
Mittelkies .....	4,0 „ 7,0	3,51

Wenn ein Boden für Schüttungen bei Wasserbauten verwendet wird, so wird gelegentlich der Erdbewegung die gegenseitige Lagerung der Bodenteilchen geändert; der Boden wird meist in Lagen gestampft oder gewalzt und diese Lagerung läßt sich im Laboratorium im Versuchsgerät nachahmen. In diesem Falle genügt die Entnahme einer Probe und Untersuchung in der Versuchsanstalt. Die Proben werden hiebei in ein 10 bis 30 cm weites Rohr (Abb. 204) von 1,50 bis 2,00 m Länge gefüllt und so gestampft, wie es auch bei der Dammschüttung geschehen soll. Dann wird in der in der Abbildung ersichtlichen Weise Wasser durchgepreßt und der Druckverlust an einigen Wasserstandsrohren sowie die Sickerung  $Q$  gemessen. Das Gefälle beträgt dann

$$(294) \quad J = \frac{h}{l}$$

und da

$$(295) \quad Q = F k J$$

ist, kann die Durchlässigkeit berechnet werden. Beim Versuche selbst ist einige Sorgfalt darauf zu verwenden, daß die Luft verlässlich aus allen Poren vor Beginn der Ablesungen entfernt ist; man läßt am besten durch 24 Stunden Wasser durchlaufen, bevor der eigentliche Versuch begonnen wird und benützt am besten abgestandenes

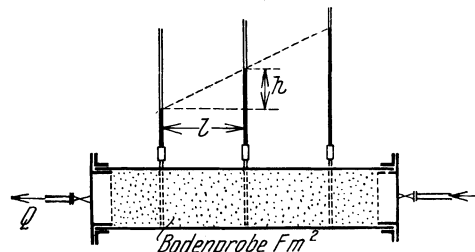


Abb. 204. Gerät zur Ermittlung der Durchlässigkeit von Schüttungen

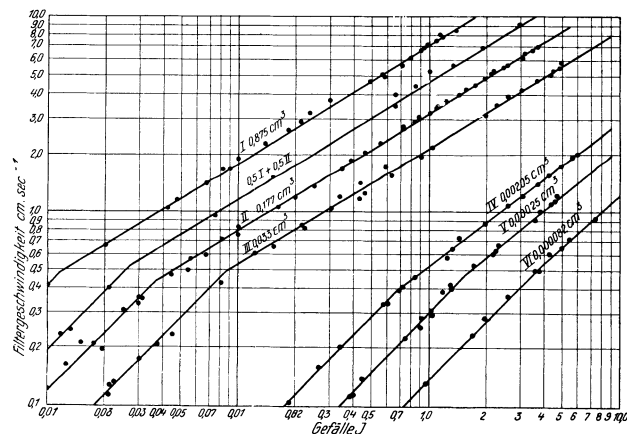


Abb. 205. Laminare und turbulente Grundwasserbewegung durch Sande

Wasser, aus dem keine nennenswerten Gasabscheidungen in der Bodenprobe mehr zu erwarten sind.

Das früher erwähnte Darcysche Gesetz gilt genau auch für die Sickerung durch Beton bis zu den höchsten in praktischen Fällen vorkommenden Gefällen; in Sand von gleichmäßigem Korn verliert es seine Gültigkeit, wenn die Filtergeschwindigkeit sehr groß wird; so ergaben sich z. B. bei großen Gefällen die in der Abb. 205 dargestellten Zusammenhänge zwischen der Filtergeschwindigkeit  $u$  und dem Gefälle  $J$ , die deutlich erkennen lassen, daß sich bei gewissen Geschwindigkeiten die Bewegungsweise des Grundwassers ändert, indem die Bewegung, die ursprünglich laminar war, bei Steigerung der Geschwindigkeit in immer mehr Poren turbulent wird.

### 3. Die Messung der Grundwassergeschwindigkeit

Ist die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht durch Bohrungen festgestellt, so ist noch die Messung der Grundwassergeschwindigkeit erforderlich, damit die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes angegeben werden kann. Bei den verschiedenen Messungsverfahren wird die tatsächliche Wassergeschwindigkeit im Untergrund gemessen; um sie auf die Filtergeschwindigkeit umzurechnen, muß sie mit dem Porenvolumen des Bodens, das meist zwischen 0,25 und 0,50 liegt, multipliziert werden. Das Produkt aus der Filtergeschwindigkeit  $u$  und dem Querschnitte des Grundwasserstromes liefert dann die Ergiebigkeit.

Zur unmittelbaren Messung der Fließgeschwindigkeit des Grundwassers ist am häufigsten das Thiem'sche Kochsalzverfahren angewendet worden; es erfordert, daß die Strömungsrichtung des Grundwassers durch Bohrungen ermittelt worden ist und daß in der Strömungsrichtung genau hintereinander zwei Bohrlöcher angeordnet werden, die in ihrem unteren Teil mit einem Filterkorb ausgerüstet sind. In das erste Bohrloch wird nun eine Kochsalzlösung (Auflösung von 100 bis 200 kg Kochsalz) eingeführt, die ins Grundwasser übergeht und von diesem zum zweiten Bohrloch als eine infolge der Diffusion immer breiter werdende Wolke mitgeschleppt wird. Werden im zweiten Bohrloch in kurzen Zeitabschnitten Proben entnommen und auf Salzgehalt untersucht, so kann der Durchgang der Salzwasserwolke beim zweiten Bohrloch festgestellt werden. Die Feststellung des Salzgehaltes geschieht durch Titrieren mit Silbernitrat, wie es schon auf S. 94 geschildert worden ist. Bei einer solchen Messung ergeben die Proben einen langsamen Anstieg des Salzgehaltes mit der Zeit und dann wieder eine langsame Abnahme; diese Erscheinung rührt von der Diffusion des Salzes im Grundwasser her. Als Durchgangszeit der Salzwolke wird jene des maximalen Salzgehaltes angesehen. Aus der Entfernung der Bohrlöcher und der gemessenen Zeit folgt die tatsächliche Geschwindigkeit des Grundwassers.

Statt Kochsalz können auch andere Salze, wie z. B. Salmiaksalz (Chlorammonium) und, wenn Salze im Untergrunde zersetzt werden, auch Farbstoffe u. dgl. verwendet werden. Der Durchgang der Salzwolke kann statt durch Titrierung auch aus der Änderung der elektrischen Leitfähigkeit des Wassers zwischen dem Mantelrohr und einem darin gespannten Draht ermittelt werden (Verfahren von Slichter).

Die beschriebenen Verfahren geben in zahlreichen Fällen gute Ergebnisse, manchmal haben sie aber auch versagt; es haben sich nämlich, wenn der Untergrund aus verschiedenen durchlässigen Schichten besteht, in denen das Wasser verschieden rasch fließt, mehrere Maximi des Salzgehaltes eingestellt, so daß man nicht wußte, welches zu verwenden ist, um die mittlere Fließgeschwindigkeit zu bekommen; in solchen Fällen müssen dann andere Verfahren angewendet werden. Da die tatsächlich gemessenen Fließgeschwindigkeiten des Grundwassers, wie ein Blick in

die Tabelle 34 lehrt, sehr gering sind, werden die Beobachtungsrohre ziemlich nahe beieinander im Boden angeordnet, damit die Beobachtungen nicht zu viel Zeit erfordern und der Salzgehalt zu gering wird.

Tabelle 34. Gemessene Grundwassergeschwindigkeiten. (Nach E. Prinz.)

Beobachtungsstelle	m/Tag	Beobachtungsstelle	m/Tag
Gothenburg .....	0,5	Karany (Böhmen) .....	9,3
Mannheim .....	1,2 bis 1,6	Brooklyn .....	0,33
Fürth in Bayern .....	1,5	East Medow .....	0,80
Mannhof bei Leipzig .....	2,5	Merrick .....	0,95
Rheintal bei Straßburg .....	3,0 bis 7,8	Mohave River .....	2,9 bis 15,9
Kiel .....	4,7	Dünensande bei Harlem ...	0,011 bis 0,015

4. Die Grundwasserbewegung gegen Brunnen

Wie schon früher erwähnt wurde, gilt für die Grundwasserbewegung das Darcysche Gesetz, wonach die Filtergeschwindigkeit

$$u = k J \tag{296}$$

ist, wenn mit  $J$  das Spiegelgefälle bezeichnet wird. Die Sickerung  $Q$  durch eine senkrecht zur Grundwasserströmung stehende Bodenfläche  $F$  beträgt in der Sekunde

$$Q = u F = k J F \tag{297}$$

Diese Gleichung kann nun benützt werden, um die Ergiebigkeit  $Q$  eines Brunnens zu berechnen, der bis zur undurchlässigen Schicht abgeteuft ist. Das Wasser fließt dem Brunnen radial durch konzentrische Zylinderflächen zu und durch alle diese Zylinderflächen fließt gleich viel Wasser; die Sickerung durch eine derselben beträgt, weil das Gefälle  $J = dz : dx$  ist,

$$Q = k J F = k \frac{dz}{dx} \cdot 2 \pi x z. \tag{298}$$

Nun ist weiter

$$\frac{dx}{x} = \frac{2 \pi k}{Q} z dz \tag{299}$$

oder

$$\log \text{nat } x = \frac{\pi k}{Q} z^2 + C \tag{300}$$

Diese Beziehung muß auch für den Brunnenmantel gelten, wo sie mit den Bezeichnungen der Abb. 206 in der Form

$$\log \text{nat } r = \frac{\pi k}{Q} h^2 + C \tag{301}$$

anzuschreiben ist. Durch Subtraktion erhält man schließlich

$$\log \text{nat } \frac{x}{r} = \frac{\pi k}{Q} (z^2 - h^2) \tag{302}$$

Diese Beziehung gilt streng nur für einen Brunnen in einer kreisrunden Insel, sie kann aber mit hinreichender Genauigkeit auch für einen solchen in einem Grundwasserstrom verwendet werden. Die eben abgeleitete Beziehung wird nun zur Erhebung der Durchlässigkeit  $k$  bei einem Pumpversuch verwendet;  $r$ ,  $Q$  und  $h$  können am Brunnen ohneweiters gemessen werden. Für die Ermittlung des  $z$  wird in der Entfernung  $x$  ein Beobachtungsrohr in den Boden getrieben, in dem die Tiefenlage  $s$  des Grundwasserspiegels unter der ursprünglichen Lage während des Pumpversuches gemessen

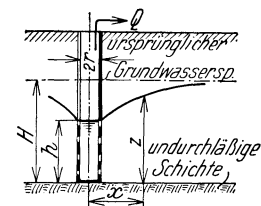


Abb. 206. Sickerung gegen einen Brunnen, der bis zur undurchlässigen Schicht hinabreicht

und weiter  $z = H - s$  berechnet wird. Die Messung der in die Gleichung (302) einzusetzenden Größen darf an einem Versuchsbrunnen erst erfolgen, wenn sich in der Grundwasserströmung zum Brunnen ein Dauerzustand eingestellt hat, was meist Pumpen durch mehrere Tage erfordert.

Reicht der Brunnen nicht bis zur undurchlässigen Schicht hinab und ist auch deren Lage, wie es meist der Fall ist, unbekannt, so müssen noch weitere Beobachtungsrohre abgeteuft werden. Versuche von Ph. Forchheimer haben nämlich ergeben, daß der Grundwasserspiegel von der Tiefenlage des Brunnenbodens in bezug auf die undurchlässige Schicht nur im unmittelbaren Bereich um den Brunnen beeinflußt wird, daß aber in einiger Entfernung vom Brunnen die Spiegellage von der Ausführung des Brunnens unabhängig ist. Werden die in den Beobachtungsrohren gemessenen Werte durch die Indizes 1 und 2 bezeichnet, so gilt, wie schon früher hergeleitet worden ist,

$$(303) \quad z^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } x + C$$

in größerer Entfernung  $X$  vom Brunnen wird die Grundwasserspiegelsenkung infolge des Brunnenbetriebes unmerklich, als Wassertiefe in einem bis zur undurchlässigen Schicht reichenden Beobachtungsrohr würde also  $H$  als Tiefe des ungestörten Grundwassers gemessen werden. Dort gilt

$$(304) \quad H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } X + C$$

und man hat endlich

$$(305) \quad z^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x}{X}$$

oder für zwei Beobachtungsrohre

$$(306) \quad z_1^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_1}{X}$$

und

$$(307) \quad z_2^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_2}{X}$$

$X$  beträgt in grobem Schotter bis 500 m, in grobem Kies 100 bis 150 m, in Sand etwa 50 m und in Dünen sand 5 bis 10 m; es kann durch Beobachtung an einigen, in verschiedenen Entfernungen vom Brunnen stehenden Beobachtungsrohren ermittelt oder meist auch hinreichend genau geschätzt werden. Ebenso kann ohneweiters die Differenz  $H - z_1 = m_1$  und  $H - z_2 = m_2$  gemessen werden.

Man hat dann

$$(308) \quad -m_1(z_1 + H) = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_1}{X}$$

und

$$(309) \quad -m_2(z_2 + H) = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_2}{X}$$

und erhält durch Subtraktion

$$(310) \quad z_1 - z_2 = s = \frac{Q}{\pi k m_2} \log \text{nat } \frac{x_2}{X} - \frac{Q}{\pi k m_1} \log \text{nat } \frac{x_1}{X}$$

und es läßt sich  $k$  berechnen, da auch die Differenz  $z_1 - z_2$  in seichten Beobachtungsrohren ermittelt werden kann.

Die Subtraktion der beiden Gleichungen (306) und (307) liefert

$$(311) \quad z_1^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_1}{x_2}$$

In dieser neuen Gleichung sind  $Q$ ,  $x_1$  und  $x_2$  bekannt; nun kann aber, da der Spiegelhöhenunterschied

$$(312) \quad z_1 - z_2 = s$$

in den beiden Beobachtungsrohren 1 und 2 bekannt ist, die Gleichung (311) auch in der Form

$$z_1 + z_2 = \frac{Q}{\pi k s} \log \text{nat} \frac{x_1}{x_2} \quad (313)$$

geschrieben werden. Die Addition der beiden Gleichungen (310) und (313) liefert schließlich für die Tiefenlage der undurchlässigen Schicht unter dem Wasserspiegel im Bohrloch 1

$$z_1 = \frac{1}{2} \left[ s + \frac{Q}{\pi k s} \log \text{nat} \frac{x_1}{x_2} \right] \quad (314)$$

Auch ohne Ermittlung der Reichweite  $X$  kann die Durchlässigkeit  $k$  und die Tiefenlage der undurchlässigen Schicht ermittelt werden, wenn außer dem Versuchsbrunnen (Abb. 207) noch zwei Beobachtungsrohre I und II zur Verfügung stehen. Es werden dann zwei Pumpversuche mit den Entnahmen  $Q_1$  und  $Q_2$  ausgeführt. Wird der Spiegel zwischen den beiden Beobachtungsrohren als geradlinig angesehen, so gilt für die Spiegelgefälle bei beiden Pumpversuchen

$$J_1 = \frac{h_1}{l} = \frac{Q_1}{2 \pi x z_1 k} \quad \text{und} \quad J_2 = \frac{h_2}{l} = \frac{Q_2}{2 \pi x z_2 k} \quad (315)$$

und es folgt daraus

$$z_1 = \frac{Q_1}{2 \pi x k J_1} \quad \text{und} \quad z_2 = \frac{Q_2}{2 \pi x k J_2} \quad (316)$$

Aus den Spiegelagen in den Beobachtungsrohren während der beiden Pumpversuche kann die Spiegelhöhendifferenz  $z_1 - z_2 = \Delta$  ermittelt werden und es folgt andererseits aus den beiden Gleichungen (316)

$$z_1 - z_2 = \Delta = \frac{1}{2 \pi x k} \left( \frac{Q_1}{J_1} - \frac{Q_2}{J_2} \right) \quad (317)$$

und es ist weiter

$$k = \frac{1}{2 \pi x \Delta} \left( \frac{Q_1}{J_1} - \frac{Q_2}{J_2} \right) \quad (318)$$

Wird  $k$  in eine der beiden Gleichungen (316) eingesetzt, so erhält man die Tiefe  $z$  des Grundwasserstromes in der Entfernung  $x$  vom Brunnen.

Bei der Herleitung der Gleichung (302) ist wagrechte Lage der undurchlässigen Schicht vorausgesetzt worden; liegt diese Schicht geneigt, so kann der Spiegelverlauf in zwei lotrechten Ebenen, von denen die eine in der Strömungsrichtung des Grundwasserstromes, die andere senkrecht dazu liegt, leicht ermittelt werden. In der letzteren verläuft der Spiegel so wie bei wagrechter undurchlässiger Schicht, also so, wie es die Gleichung (302) angibt (in der Abb. 208 dünn eingetragen); in der in der Stromrichtung liegenden Ebene erhält man den Spiegelverlauf, indem man die bei wagrechter undurchlässiger Sohle sich einstellenden Wassertiefen einfach von der geneigten wasserdurchlässigen Schicht aus aufträgt. Dort, wo unterhalb des Brunnens die Tangente an die Spiegellinie wagrecht ist, liegt die Scheide für die Bewegungsrichtung des Grundwassers.

Wie schon früher erwähnt wurde, ist es für die Grundwasserspiegellage in größerer Entfernung vom Brunnen gleichgültig, wie das Wasser in den Brunnen gelangt, ob also der Brunnen bis zur undurchlässigen Sohle herabreicht oder nicht.

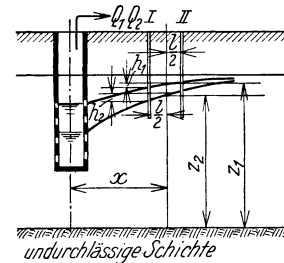


Abb. 207. Ermittlung der Durchlässigkeit in einem Brunnen, der nicht bis zur undurchlässigen Schicht reicht

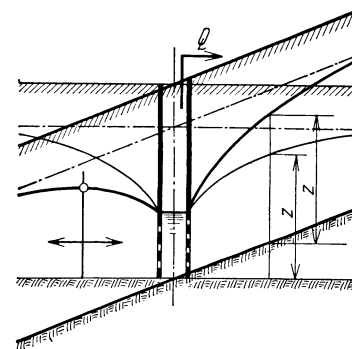


Abb. 208. Grundwasserspiegel um einen Brunnen, der bis zur geneigten undurchlässigen Schicht reicht



In unmittelbarer Umgebung des Brunnens ist es aber von Belang, wie das Wasser in den Brunnensichert. Angestellte Versuche haben Ph. Forchheimer zu der Anschauung gebracht, daß sich bei Brunnen, die nicht bis zur undurchlässigen Sohle reichen (Abb. 178), die Spiegelsenkung aus zwei Teilen zusammensetzt, einen, der eintreten würde, wenn der Brunnen bis zur undurchlässigen Sohle reichen würde, und einer zusätzlichen Senkung, die eintritt, weil der Brunnen nicht so weit herabreicht. Auf Grund von Versuchen stellte er für einen solchen Brunnen mit dichtem Boden die Gleichung

$$(319) \quad \frac{H^2 - h^2}{H^2 - h^2} = \sqrt{\frac{h}{t}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h-t}}$$

auf. Bei offener Sohle gilt

$$(320) \quad \frac{H^2 - h^2}{H^2 - h^2} = \sqrt{\frac{h}{t + 0,5r}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h-t}}$$

Die Gleichungen gelten auch dann noch, wenn der Brunnen zwar tiefer reicht, aber nur auf der beliebig angeordneten Länge  $t$  durchlässig ist.

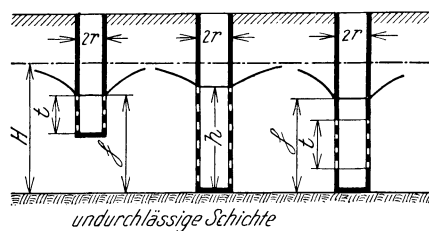


Abb. 209. Grundwasserspiegel um Brunnen, die nicht bis zur undurchlässigen Schicht hinabreichen

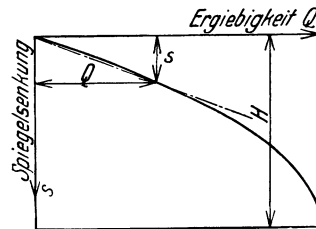


Abb. 210. Beziehung zwischen Ergiebigkeit und Spiegelsenkung

Reicht der Brunnen bis zur undurchlässigen Schicht hinab, so ist in der Gleichung (305)

$$(321) \quad z^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{x}{X}$$

am Brunnenmantel  $x = r$  und  $z = h$  zu setzen, so daß man dort

$$(322) \quad h^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{r}{X}$$

hat, und es ist, wenn die Spiegelsenkung  $s = H - h$  im Brunnen eingeführt wird,

$$(323) \quad (H - s)^2 - H^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \frac{r}{X}.$$

Das ist die Gleichung einer Parabel, die die Beziehung zwischen Ergiebigkeit  $Q$  und Spiegelsenkung  $s$  angibt. Wie ein Blick in die zeichnerische Darstellung dieser Gleichung lehrt (Abb. 210), ist bei geringen Absenkungen die Ergiebigkeit der Absenkung proportional. Der Bruch  $\frac{Q}{s}$  wird spezifische Ergiebigkeit genannt und vielfach bei hydrologischen Untersuchungen verwendet. (Verfahren von Thiem.)

Brunnen, die durch eine undurchlässige Schicht in gespanntes Grundwasser abgeteuft sind, werden artesische genannt; in ihnen steigt der Wasserspiegel über den unteren Rand der wasserundurchlässigen Deckschicht empor. Werden die Brunnen hoch genug geführt, so bilden sie Standrohre, in denen sich der Wasserspiegel entsprechend dem Druck im Grundwasser einstellt. Ist dieses in Bewegung, so fällt die Spiegellinie, entsprechend dem Druckverlust infolge der Reibung, so wie es die Abb. 211 veranschaulicht, ab.

Wird aus einer dünnen Schicht mit gespanntem Grundwasser die Entnahme  $Q$  durch einen Brunnen durchgeführt, dem allseits Wasser zufließt, so beträgt in einer Zylinderfläche um den Brunnen (Abb. 212) die Filtergeschwindigkeit

$$u = Q : 2 x \pi c = k \frac{dz}{dx} \tag{324}$$

und es folgt

$$dz = \frac{Q}{2 \pi k c} \frac{dx}{x} \tag{325}$$

oder

$$z - h = \frac{Q}{2 \pi k c} \log \text{nat} \frac{x}{r} \tag{326}$$

In einem Brunnen, der mit undurchlässiger Wand, aber durchlässigem, halbkugelförmigem Boden (Abb. 213) in einer unendlich dicken wasserführenden Schicht

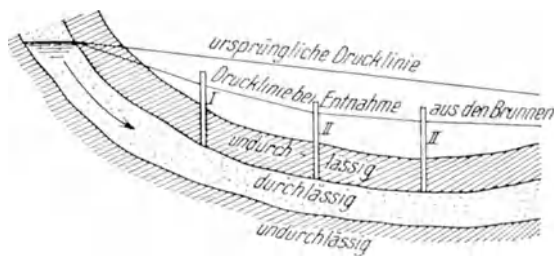


Abb. 211. Drucklinie gespannten Grundwassers. (Die Senkung um die Brunnen ist vernachlässigt)

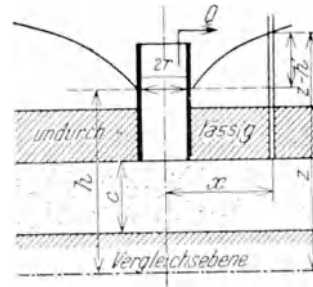


Abb. 212. Drucklinie des Grundwassers um einen Brunnen, der in gespanntes Grundwasser reicht

steht, die von einer dichten gedeckt ist, fließt das Grundwasser radial durch konzentrische Halbkugelschalen. Die Oberfläche einer solchen Halbkugel beträgt  $2 R^2 \pi$  und es stellt sich bei der Entnahme  $Q$  die Filtergeschwindigkeit

$$u = -k \frac{dh}{dR} = \frac{Q}{2 R^2 \pi} \tag{327}$$

ein. Der Druckverlust  $dh$  beträgt demnach

$$dh = -\frac{Q}{2 R^2 \pi k} dR \tag{328}$$

und der gesamte Spiegelabfall vom Unendlichen bis zu einer Halbkugel mit dem Radius  $R$  ist

$$H - h = s = \int_{\infty}^R dh = \frac{Q}{2 \pi k R} \tag{329}$$

Die Flächen gleichen Standrohrspiegels sind zum Brunnenboden konzentrische Halbkugeln mit dem Radius  $R$ ; der Brunnen ist das gemeinsame Standrohr für die Sohle des Brunnen; dort gilt

$$s_r = \frac{Q}{2 \pi k r} \tag{330}$$

Die Grundwassertiefen werden von einer beliebigen, gemeinsamen Vergleichsebene aus gemessen.

Ist die Sohle nicht halbkugelförmig, sondern flach, so erleidet das Wasser, da es durch einen kleineren Querschnitt dem Brunnen zusickern muß, einen größeren Druckverlust

$$s_r = \frac{Q}{4 k r} \tag{331}$$

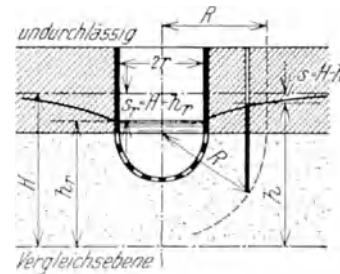


Abb. 213. Sickerung gegen einen Brunnen mit durchlässiger, halbkugelförmiger Sohle

und das Wasser sickert nicht wie früher radial in den Brunnen, sondern nach Hyperbeln (Abb. 214), deren Brennpunkte in der Sohle am inneren Brunnenmantel liegen; dortselbst liegen auch die Brennpunkte der Ellipsoide, die die Flächen gleichen Standrohrspiegels bilden.

Näherungsweise gelten die Gleichungen (330) und (331) auch noch, wenn die Deckschicht durchlässig, der Mantel aber dicht ist, oder wenn der dichte Mantel wenig in die durchlässige Schicht hinabreich.

Die Senkung wird größer als es die Gleichungen (330) und (331) ergaben, wenn die durchlässige Schicht nicht bis ins  $\infty$  hinabreicht; der Unterschied ist unbedeutend,

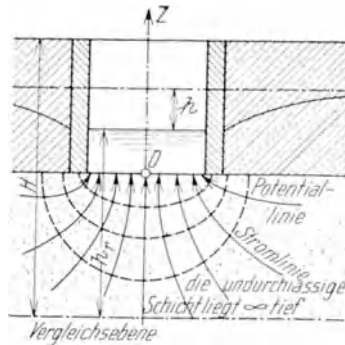


Abb. 214. Sickerung gegen einen Brunnen mit flacher, durchlässiger Sohle

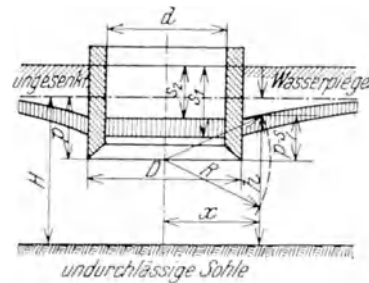


Abb. 215. Ermittlung der Durchlässigkeit  $k$  durch Sumpfung. (Die Senkungen  $s_1$  und  $s_2$  sollen richtig vom ungesenkten Grundwasserspiegel aus gemessen werden)

wenn der Abstand von der Brunnenschneide bis zur undurchlässigen Schicht ein Vielfaches des Brunnendurchmessers ist.

Die Gleichung (330) kann, wie Ph. Forchheimer gefunden hat, dazu benutzt werden, die Durchlässigkeit  $k$  des Bodens in der Umgebung eines Brunnens, wie ihn die Abb. 215 darstellt, näherungsweise zu ermitteln. Mit den Bezeichnungen dieser Abbildung kann

$$(332) \quad R = \sqrt{x^2 + (p - s)^2}$$

geschrieben werden und man hat für die Spiegelsenkung

$$(333) \quad s = \frac{Q}{2\pi k R} = \frac{Q}{2\pi k \sqrt{x^2 + (p - s)^2}}$$

woraus die Meridiangleichung des Senkungstrichters

$$(334) \quad x^2 = \frac{Q^2}{4\pi^2 k^2 s^2} - (p - s)^2$$

folgt. Der Inhalt des Senkungstrichters beträgt

$$(335) \quad V = \int \pi x^2 ds = \int \left[ \frac{Q^2}{4\pi^2 k^2 s^2} - \pi (p - s)^2 \right] ds = \frac{Q^2}{4\pi k^2 s} - \frac{\pi}{3} (p - s)^3 + C$$

Wird die Entnahme  $Q$  plötzlich eingestellt, so fließt, wenn die undurchlässige Schicht nicht in allzu großer Tiefe liegt, zunächst die Grundwassermenge  $Q$  dem Brunnen weiter zu und füllt den Trichter auf. Beträgt die Luftkapazität des Bodens  $\varrho$  (= Porenvolumen — Wasserkapazität, vgl. S. 193), so wird der Zufluß in der Zeit von  $t_1$  bis  $t_2$  dazu aufgehen, um den Spiegel im Brunnen und den Grundwasserspiegel um

denselben herum zu heben. Man hat daher, wenn  $s_1$  und  $s_2$  die Spiegelsenkungen im Brunnen zu den Zeiten  $t_1$  und  $t_2$  bezeichnen, die Raumgleichung

$$Q(t_1 - t_2) = \underbrace{\frac{Q^2}{4\pi k^2} \left( \frac{1}{s_2} - \frac{1}{s_1} \right) - \frac{Q\pi}{3} [(p - s_2)^3 - (p - s_1)^3]}_{\text{Auffüllung des Senkungstrichters}} + \underbrace{-\frac{\pi Q}{4} D^2 (s_1 - s_2)}_{\text{Anteil der Senkungstrichter-auffüllung, der innerhalb des Brunnenaußenmantels fällt}} + \underbrace{\frac{\pi}{4} d^2 (s_1 - s_2)}_{\text{Auffüllung des Brunnens}} \quad (336)$$

aus der die Durchlässigkeit berechnet werden kann.

Liefert ein Einzelbrunnen nicht genügend Wasser, so werden mehrere Brunnen angeordnet, die am besten in einer Reihe, senkrecht zur Bewegungsrichtung des Grundwassers stehen. Die Pumpen werden aber in der Regel nicht unmittelbar an die Röhrenbrunnen angeschlossen, sondern es wird ein Sammelbrunnen zwischengeschaltet, in den durch eine Heberleitung die Röhrenbrunnen Wasser liefern und aus dem erst die Pumpen das Wasser absaugen (Abb. 216). Für die erste Rechnung sei nun angenommen, daß sich die einzelnen Brunnen nicht

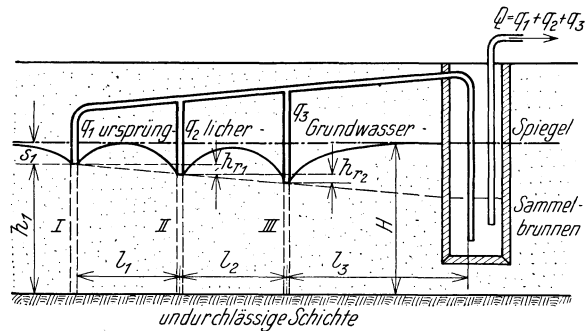


Abb. 216. Grundwasserspiegel bei einer Brunnenreihe

gegenseitig beeinflussen. Bei der Entnahme von  $q_1 < \frac{Q}{n}$  ( $n =$  Brunnenzahl) verläuft der Grundwasserspiegel um den Brunnen I nach der Beziehung

$$h_1^2 - H^2 = \frac{q_1}{\pi k} \log \text{nat} \frac{r_1}{X_1} \quad (337)$$

( $r =$  Brunnenradius,  $X =$  Reichweite, in der keine Spiegelsenkung mehr meßbar ist); da nun die Senkung des Spiegels im Brunnen  $s_1 = H - h_1$  ist, kann aus dieser Beziehung  $s_1$  berechnet werden. Die Entnahme  $q_1$  muß durch die Heberleitung gegen den Sammelbrunnen abfließen; die Heberleitung wird so bemessen, daß das Wasser etwa mit einer Geschwindigkeit von  $U_1 = 0,8$  bis  $1,0$  m/sec fließt, der der Rohrdurchmesser  $D_1 = \sqrt{\frac{4q_1}{\pi U_1}}$  entspricht. Der Druckverlust in der Heberleitung wird z. B. nach der Formel von Biegeleisen und Bukovsky

$$\frac{h_{r1}}{l_1} = 0,004061 \frac{q_1^{1,9}}{D_1^{4,9}} \quad (338)$$

berechnet.

Im zweiten Brunnen muß dann der Spiegel um  $s_2 = s_1 + h_{r1}$  unter dem ursprünglichen Grundwasserspiegel liegen, da sonst die Entnahme und Weiterleitung der Wassermenge  $q_1$  aus dem ersten Brunnen nicht möglich wäre. Der Senkung  $s_2$  im Brunnen entspricht eine Liefermenge  $q_2$ , die durch die Heberleitung wieder mit einer Geschwindigkeit von  $U_2 = 0,8$  bis  $1,0$  m/sec weiterzuleiten ist; dem Durchmesser  $D_2 = \sqrt{\frac{4(q_1 + q_2)}{\pi U_2}}$  entspricht beim Durchfluß  $(q_1 + q_2)$  der Druckverlust  $h_{r2}$ , so daß im dritten Brunnen der Spiegel wieder um  $h_{r2}$  tiefer als im zweiten oder um  $s_3 = s_1 + h_{r1} + h_{r2}$  unter dem ursprünglichen Grundwasserspiegel liegen muß usf.

Auf diese Weise kann die Lage des Spiegels im Sammelbrunnen berechnet werden. Die Entnahmen aus den Brunnen werden gegen den Sammelbrunnen hin wegen der größeren Absenkungen immer größer, die Kontrolle der Wassermengen wird nun im allgemeinen ergeben, daß  $q_1 + q_2 + q_3 + \dots$  nicht gleich dem geforderten  $Q$  ist; die Rechnung ist dann allenfalls mit verbesserter Entnahme  $q_1$  zu wiederholen.

Um das langwierige Auswerten der Gleichung (337) zu ersparen, kann für verschiedene Entnahmen  $q$  die Senkung  $s = H - h$  graphisch dargestellt werden (vgl. Abb. 210), wobei der Einfachheit halber die Reichweite  $X$  für alle Entnahmen  $q$  als konstant angesehen werden kann.

Nun kann auch die gegenseitige Beeinflussung der Brunnen noch berücksichtigt werden; für die Spiegellage um einen Einzelbrunnen in einem Grundwasserstrom von der Tiefe  $\frac{H}{\sqrt{n}}$  gilt die Gleichung

$$(339) \quad z^2 = \frac{H^2}{n} + \frac{q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{x}{X} = \frac{H^2}{n} - \frac{q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{X}{x}$$

diese Gleichung gibt z. B. die Spiegellage

$$(340) \quad z_1^2 = \frac{H^2}{n} - \frac{q_1}{\pi k} \log \text{nat} \frac{X_1}{x_1}$$

an der Stelle  $P$  (Abb. 217) an, wenn nur aus dem Brunnen I die Wassermenge  $q_1$  gepumpt wird; erfolgt auch aus den anderen Brunnen eine Entnahme, so verursacht jeder in Betrieb stehende Brunnen bei  $P$  eine weitere Spiegelsenkung und man kann für  $n$  in Betrieb stehende Brunnen die Gleichung in der Form

$$(341) \quad z^2 = H^2 - \sum \frac{q_n}{\pi k} \log \text{nat} \frac{X_n}{x_n}$$

anschieben. Diese Beziehung kann, wie nebenbei erwähnt sei, dazu verwendet werden, um den Verlauf des Grundwasserspiegels unter einer Baugrubensohle zu ermitteln, die zur Grundwasserabsenkung von  $n$  Brunnen umgeben ist. Auf den besonderen Fall einer Brunnenreihe, wie sie früher schematisch gezeichnet wurde, angewendet, hätte man als Wassertiefe im Brunnen I, wenn vorläufig die früher berechneten Entnahmen aus den Brunnen gepumpt werden,

$$(342) \quad h_1^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[ q_1 \log \text{nat} \frac{X_1}{r_1} + q_2 \log \text{nat} \frac{X_2}{l_1} + q_3 \log \text{nat} \frac{X_3}{l_1 + l_2} \right]$$

wobei weiter genügend genau  $X_1 = X_2 = X_3$  gesetzt werden kann; die Spiegelsenkung im Brunnen I beträgt

$$(343) \quad s_1 = H - h_1$$

So wie früher bei Vernachlässigung der gegenseitigen Beeinflussung der Brunnen steht der Spiegel im Brunnen II nun

$$(344) \quad s_2 = s_1 + h_{r1}$$

unter dem ungestörten Grundwasserspiegel und die Wassertiefe im Brunnen II beträgt daher

$$(345) \quad h_2 = H - s_2 = H - (s_1 + h_{r1})$$

Für diesen Brunnen gilt dann

$$(346) \quad h_2^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[ q_1 \log \text{nat} \frac{X}{l_1} + q_2 \log \text{nat} \frac{X}{r_2} + q_3 \log \text{nat} \frac{X}{l_2} \right],$$

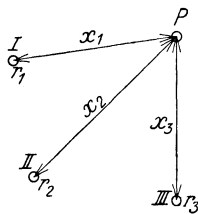


Abb. 217. Brunnen-  
gruppe

woraus  $q_2$  genauer berechnet werden kann. Im Brunnen III liegt der Spiegel dann um

$$s_3 = s_2 + h_{r_2} = s_1 + h_{r_1} + h_{r_2} \tag{347}$$

unter dem ungestörten Grundwasserspiegel und man hat, da

$$h_3 = H - s_3 \tag{348}$$

ist,

$$h_3^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[ q_1 \log \text{nat} \frac{X}{l_1 + l_2} + q_2 \log \text{nat} \frac{X}{l_1} + q_3 \log \text{nat} \frac{X}{r_3} \right] \tag{349}$$

woraus  $q_3$  genauer zu errechnen ist. Der Spiegel im Sammelbrunnen liegt in der Tiefe

$$S = s_1 + h_{r_1} + h_{r_2} + h_{r_3} = s_1 + \Sigma h_{r_n} \tag{350}$$

unter dem ungestörten Grundwasserspiegel. Die Kontrolle  $q_1 + q_2 + q_3$  ergibt in der Regel nicht genau die geforderte Ergiebigkeit  $Q$  so, daß dann die Rechnung mit entsprechend verbesserten  $q$  zu wiederholen ist.

Die Spiegellage bei Entnahme aus einer Brunnengruppe kann aber auch ohne Kenntnis der Reichweite  $X$  aus der Gleichung für die Spiegelfläche um einen Einzelbrunnen

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} (\log \text{nat} x - \log \text{nat} r) \tag{351}$$

die schon auf S. 171 hergeleitet worden war, ermittelt werden. Wird nämlich das Grundwasser aus einer Anzahl von Brunnen gepumpt, so ruft an irgend einer Stelle jeder dieser Brunnen für sich eine Spiegelsenkung hervor und die resultierende Spiegelfläche ergibt sich mit den Bezeichnungen der Abb. 217 aus der Vereinigung der für die Einzelbrunnen gültigen Gleichungen

$$\text{Brunnen 1} \dots \dots \dots z^2 - h_1^2 = \frac{q_1}{\pi k} (\log \text{nat} x_1 - \log \text{nat} r_1)$$

$$\text{Brunnen 2} \dots \dots \dots z^2 - h_2^2 = \frac{q_2}{\pi k} (\log \text{nat} x_2 - \log \text{nat} r_2)$$

usw.

$$z^2 - h_0^2 = \frac{q_1}{\pi k} (\log \text{nat} x_1 - \log \text{nat} r_1) + \frac{q_2}{\pi k} (\log \text{nat} x_2 - \log \text{nat} r_2) + \dots \tag{352}$$

Wird aus allen  $n$  Brunnen die gleiche Menge  $q$  gepumpt und haben alle den gleichen Radius  $r$ , so vereinfacht sich diese Gleichung zu

$$z^2 - h_0^2 = \frac{q}{\pi k} (\log \text{nat} x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \dots - n \log \text{nat} r) \tag{353}$$

$z$  bedeutet die Wassertiefe an der Beobachtungsstelle; um die Bedeutung von  $h_0$  zu ermitteln, hat man sich nur vor Augen zu halten, daß die Strömung durch eine Zylindermantelfläche mit großem Radius, die man sich um die Brunnengruppe denkt, genau so erfolgen wird, wie wenn das Wasser statt aus der Brunnengruppe nur aus einem einzigen Brunnen entnommen würde. Denkt man sich nun die Beobachtungsstelle in der Zylinderwandung vom Radius  $x$  und die Brunnen in die Zylinderachse zu einem einzigen vom Radius  $r$  zusammengeschoben, so wird dadurch die Strömung in größerer Entfernung durch die Zylinderfläche bei unveränderter Gesamtentnahme  $\Sigma q$  nicht geändert. Für die Wassertiefe  $z$  in der Zylinderfläche gilt die Beziehung

$$z^2 - h^2 = \frac{\Sigma q}{\pi k} (\log \text{nat} x - \log \text{nat} r); \tag{354}$$

da nun  $\Sigma q = n q$  ist, so hat man auch

$$z^2 - h^2 = \frac{n q}{\pi k} (\log \text{nat} x - \log \text{nat} r). \tag{355}$$

Die frühere Gleichung (353) kann nun auch geschrieben werden

$$(356) \quad z^2 - h_0^2 = \frac{nq}{\pi k} \left( \frac{1}{n} \log \text{nat } x_1 x_2 x_3 \dots - \log \text{nat } r \right)$$

und der Vergleich der beiden lehrt sofort, daß das  $h$  der ersten mit dem  $h_0$  der zweiten identisch sein muß, daß also  $h_0$  die Tiefe in einem Brunnen bedeutet, den man sich im Schwerpunkte der Brunnengruppe zu denken hat und aus dem die Gesamtentnahme  $nq$  gepumpt wird.

Um den Spiegelverlauf um einen Brunnen in der Nähe eines Flußufers zu ermitteln, denkt sich Ph. Forchheimer neben dem Brunnen, der die Entnahme  $Q$  liefert, eine Versitzgrube, in der  $Q$  versickert. So, wie der Spiegel sich um den Brunnen trichterartig senkt, so erhebt er sich um die Versitzgrube, während er an allen Punkten, die gleich weit vom Brunnen und von der Versitzgrube abstehen, die nämliche Höhe aufweist wie vorher. Diese Linie kann man sich als Uferlinie denken und auf der Seite der Versitzgrube den Fluß. In diesem Falle kann die Gleichung für eine Brunnengruppe

$$(357) \quad z^2 - h_0^2 = \frac{Q_1}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_2}{r_2}$$

angewendet werden, in der nun  $r_1 = r_2 = r$  und  $Q_1 = -Q_2$  gesetzt wird, so daß man

$$(358) \quad z^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \left[ \log \text{nat } \frac{x_1}{r} - \log \text{nat } \frac{x_2}{r} \right] = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{x_1}{x_2}$$

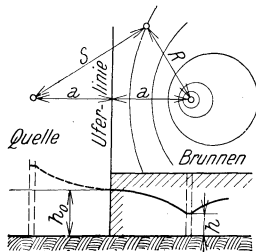


Abb. 218. Grundwasser-spiegel um einen Brunnen in der Nähe eines Flusses

oder mit den Bezeichnungen der Abb. 218

$$(359) \quad z^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{R}{S}$$

hat; für  $R = S$  ist  $z = h_0$ , das ist die Grundwasserspiegellage in der Uferlinie und es bedeutet daher  $h_0$  die Spiegellage im Flusse.

Sind für einen Brunnen der Abstand  $a$  vom Ufer, sein Radius  $r$ , die zu schöpfende Wassermenge  $Q$  und die Durchlässigkeit  $k$  gegeben, so kann man den Wasserstand  $h$  im Brunnen vorausberechnen; es gilt dann nämlich  $R = r$ ,  $S = 2a$  und  $z = h$  und man hat

$$(360) \quad h^2 = h_0^2 + \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{r}{2a}$$

Befindet sich der Brunnen an einer Stelle in der Nähe des Flußufers, an der Grundwasser dem Flusse zusickert, und zwar  $q_0$  pro Meter Uferlänge, so gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 219 (vgl. Gl. 373 auf S. 181)

$$(361) \quad z^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} y_0 + \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{R}{S}$$

Für die Berechnung des Wasserstandes im Brunnen hat man zu setzen

$$R = r, \quad S = 2a, \quad y_0 = a, \quad z = h,$$

so, daß

$$(362) \quad h^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} a + \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat } \frac{r}{2a}$$

ist und, da weiter

$$(363) \quad H^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} a$$

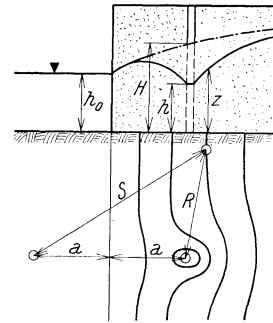


Abb. 219. Grundwasser-spiegel um einen Brunnen in der Nähe eines Flußufers, dem Grundwasser zusickert

ist (vgl. Gl. 373), so hat man auch

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{2a}{r} \quad (364)$$

Für einen durch die Brunnenachse senkrecht zum Flußufer geführten Schnitt gilt

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} y_0 - \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{a+y}{a-y} \quad (365)$$

Durch Differentiation erhält man

$$2z \frac{dz}{dy_0} = \frac{2q_0}{k} - \frac{Q}{\pi k} \left( \frac{1}{a+y_0} - \frac{1}{a-y_0} \right) \quad (366)$$

und für den Scheitel des Spiegelschnittes, da dort  $\frac{dz}{dy_0} = 0$  sein muß,

$$y_0 = \sqrt{a^2 - \frac{aQ}{\pi q_0}} \quad (367)$$

Wenn kein Flußwasser in den Brunnen gelangen soll, muß  $y_0 > 0$  oder

$$a > \frac{Q}{\pi q_0} \quad (368)$$

sein.

Die Wasserentnahme  $Q$  kann auch bei geringer Mächtigkeit der wasserführenden Schicht durch einen Sickerschlitz (Sammelstrang) parallel zu einem Flußlauf entnommen werden. Für diesen Fall hat J. Koženy mit den Bezeichnungen der Abb. 220 als Gleichung der Spiegelfläche

$$z^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \text{nat} \frac{x + x_1 + 2\sqrt{x x_1} \cos \frac{\alpha}{2}}{x' + x_1' + 2\sqrt{x' x_1'} \cos \frac{\beta}{2}} \quad (369)$$

aufgestellt, in der  $h_0$  die Grundwassertiefe in der Uferlinie bedeutet.

### 5. Die Grundwasser-Parallelströmung

In einem Grundwasserstrom, der einem offenen Gewässer zufließt, bilden sich je nach den Wasserständen darin, so wie in offenen Gerinnen, Stau- bzw. Senkungslinien aus. Liegt die undurchlässige Schicht wagrecht und in der Höhe der Sohle des offenen Wassers, beträgt ferner das Gefälle des Grundwasserstromes  $\frac{dz}{dx}$ , so läuft dem offenen Wasser durch den laufenden Meter Ufer (Abb. 221)

$$q = zk \frac{dz}{dx} = \frac{k}{2} \frac{d(z^2)}{dx} \quad (370)$$

zu; die Integration liefert

$$\frac{2q}{k} x = z^2 + C \quad (371)$$

an der Stelle  $x = 0$  ist  $z = h_0$  und es gilt dort

$$0 = h_0^2 + C \quad (372)$$

und man hat schließlich als Gleichung des Grundwasserspiegels

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} x \quad (373)$$

je nach dem Wasserstande  $h_0$  ergibt sich ein Zulauf ( $+q$ ) zum offenen Wasser oder eine Versickerung ( $-q$ ) aus diesem. Liegt die Sohle des offenen Wassers nicht in der

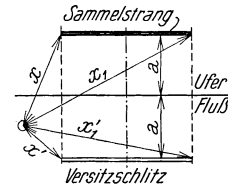


Abb. 220. Sickerung gegen einen Sammelstrang in der Nähe eines Flußufers

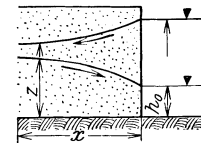


Abb. 221. Grundwasserbewegung im Ufergelände bei wagrechter undurchlässiger Schicht



undurchlässigen Schicht, so verläuft das Spiegelgefälle in der Nähe des Ufers etwas steiler; annähernd erhält man den Spiegelverlauf in einiger Entfernung vom Ufer, wenn man die undurchlässige Schicht in die Flußsohle verlegt.

Wenn die undurchlässige Schicht unter  $i$  gegen den Fluß geneigt ist, so beträgt das Spiegelgefälle in diesem Falle (Abb. 222)

$$(374) \quad J = i + \frac{dz}{dx}$$

und die Grundwassergeschwindigkeit ist

$$(375) \quad u = k \left( i + \frac{dz}{dx} \right)$$

und durch den Breitenmeter des Ufers sickert in der Sekunde die Wassermenge

$$(376) \quad q = u \cdot z \cdot 1 = k \left( i z + \frac{z dz}{dx} \right)$$

Etwas umgeformt hat man

$$(377) \quad \frac{k z dz}{dx} = q - k i z$$

und

$$(378) \quad i k z \frac{dz}{dx} = i (q - k i z)$$

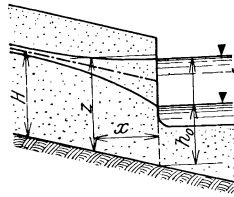


Abb. 222. Sickerung von Grundwasser über geneigte undurchlässige Schicht in einen Fluß

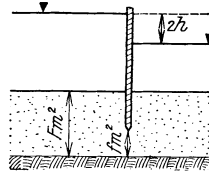


Abb. 223. Sickerung unter einer Spundwand

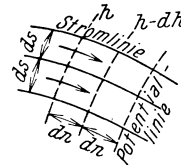


Abb. 224

oder

$$(379) \quad i dx = \frac{i k z dz}{q - k i z} = \frac{i k z dz - q dz + q dz}{q - k i z} = \frac{q dz}{q - k i z} - dz$$

und nach Integration

$$(380) \quad i x = - \frac{q}{k i} \log \text{nat} (q - k i z) - z + C$$

an der Stelle  $x = 0$  ist  $z = h_0$  und man hat

$$(381) \quad 0 = - \frac{q}{k i} \log \text{nat} (q - k i h_0) - h_0 + C$$

und es ist daher

$$(382) \quad i x = \frac{q}{k i} \log \text{nat} \frac{q - k i h_0}{q - k i z} - (z - h_0)$$

oder weiter, wenn die Tiefe des ungestauten Grundwasserstromes

$$H = \frac{q}{k i}$$

eingeführt wird, auch

$$(383) \quad i x = H \log \text{nat} \frac{H - h_0}{H - z} - (z - h_0)$$

Wenn in einem Grundwasserstrom eine Spundwand gerammt wird, so verursacht sie einen Druckverlust, weil sie den Querschnitt einengt und die Stromlinien zusammendrängt. Beträgt die Durchlässigkeit des Bodens  $k$  und wird durch Wasserhaltung

beiderseits der Spundwand ein Spiegelhöhenunterschied  $2h$  aufrecht erhalten (Abb. 223), so beträgt nach Ph. Forchheimer bei verschiedenen

Flächenverhältnissen  $\frac{f}{F} =$  0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9  
 die Sickerung  $q = kh$  . 0,49 0,62 0,74 0,86 1,00 1,16 1,35 1,62 2,06

bezogen auf ein Meter Spundwandbreite.

Bei ihrer Fortbewegung verfolgen die Wasserteilchen eines Grundwasserstromes Bahnen, die jenen einer reibungslosen Flüssigkeit ähneln; die Stromlinien verlaufen stets senkrecht zu den Linien gleichen Druckes (Potentiallinien). Zwischen zwei Stromlinien bleibt der Durchfluß konstant; beträgt die Entfernung zweier Potentiallinien  $dn$  und der Druckunterschied zwischen ihnen  $dh$ , so beträgt an dieser Stelle das Gefälle (Abb. 224)

$$J = \frac{dh}{dn} \tag{384}$$

und der Durchfluß zwischen zwei parallelen, im Abstand  $l$  voneinanderliegenden Ebenen und zwei Stromlinien im Abstände  $ds$  hat die Größe

$$dq = u df = k \frac{dh}{dn} \cdot l \cdot ds \tag{385}$$

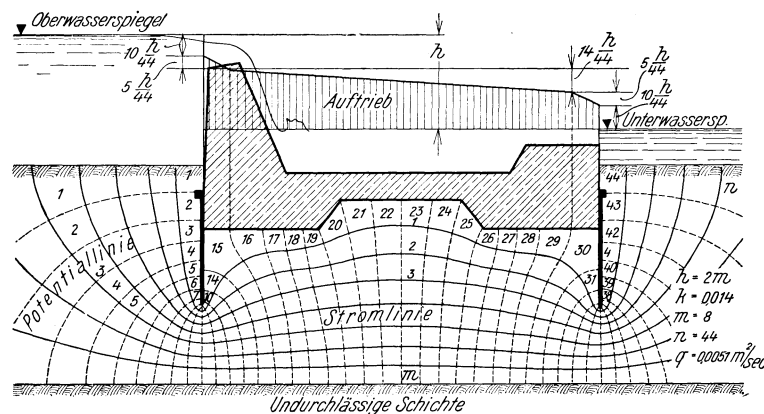


Abb. 225. Zeichnerische Ermittlung der Sickerung unter einem Stauwerk

Denkt man sich nun die Stromlinien derart gezogen, daß zwischen je zwei aufeinanderfolgenden gleich viel Wasser durchströmt und die Potentiallinien so, daß der Druckunterschied zwischen ihnen gleich ist, so gilt dann

$$dq = \text{const} = \text{const} \cdot \frac{ds}{dn} \tag{386}$$

das heißt, daß in dem Rechtecknetz, das von den sich schneidenden Stromlinien- und Potentiallinienscharen gebildet wird, das Seitenverhältnis  $ds/dn$  konstant sein muß. Wählt man  $dq$  und  $dh$  derart, daß ein solches Rechteck zum Quadrat wird, so muß das ganze Netz zu einem Quadratnetz werden.

Ein solches Quadratnetz kann nun, wie Ph. Forchheimer gezeigt hat, zur Ermittlung der Durchsickerung unter einem Wehr, einer Spundwand oder unter Fangdämmen u. dgl. benutzt werden. Als Beispiel sei die Durchsickerung unter einem Wehr untersucht; um die Sickermenge zu ermitteln, zeichnet man in der in der Abb. 225 angedeuteten Weise zwischen Wehr und undurchlässiger Schicht ein Quadratnetz ein. Beträgt die Wehrbreite  $l$ , so ist die Durchflußfläche zwischen zwei

Stromlinien  $df = 1 \cdot ds$  und der Druckverlust längs einer Quadratseite, wenn in einem Streifen zwischen zwei Stromlinien  $n$  Quadrate liegen,

$$(387) \quad dh = \frac{h}{n}$$

so daß das Gefälle längs eines Quadrates mit der Seitenlänge  $ds$

$$(388) \quad J = \frac{dh}{ds} = \frac{h}{n \cdot ds}$$

ist; der Durchfluß durch einen solchen Streifen beträgt dann

$$(389) \quad dq = u df = k \frac{h}{n \cdot ds} \cdot ds = k \frac{h}{n}$$

und der Gesamtdurchfluß pro Längeneinheit Wehrlänge hat, wenn unter dem Wehr  $m$  solche Streifen verlaufen, die Größe

$$(390) \quad Q = m dq = \frac{m k h}{n}$$

Im Beispiel der Abb. 225 sei  $k = 0,014$  und  $h = 2,0$  m; die Auszählung des Quadratnetzes ergibt  $n = 44$ ,  $m = 8$ , so daß die Sickermenge pro 1 m Wehrlänge  $Q = 0,0051$  m<sup>3</sup>/sec beträgt.

Zwischen je zwei gezeichneten Potentiallinien ist der Druckverlust der gleiche; im Beispiel der Abb. 225 wurden nun  $n = 44$  Streifen zwischen den Potentiallinien gezählt und es entspricht jedem ein Druckverlust  $\frac{h}{n}$ , so, daß auch der Verlauf des lotrecht aufwärts gerichteten Wasserdruckes auf die Bauwerksunterfläche, des sogenannten Auftriebes, ohneweiters gezeichnet werden kann.

## 6. Die Sickerung durch Dämme

Geschüttete Dämme, die dem Aufstau des Wassers dienen, werden vom Wasser durchsickert, wenn sie nicht sorgfältig abgedichtet werden. Solche Dämme können vom Sickerwasser zerstört werden, wenn die Spiegelinie des Grundwassers den Umriß schneidet, wenn also das Sickerwasser noch auf der Dammböschung als Quelle zutage tritt und die Böschung abspült. Neben den Wasserverlusten als solchen interessiert nun den Ingenieur besonders die Austrittshöhe des Grundwassers auf der Böschung, weil von dieser Höhe ab die Dammböschung gesichert werden muß. Um nun sowohl die Sickerung  $Q$ , die am laufenden Meter Damm durchläuft, als auch die Austrittshöhe  $h$  zu berechnen, sei vorerst ein

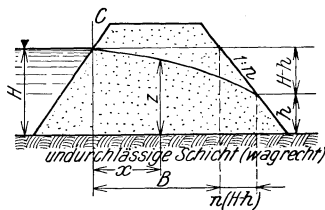


Abb. 226. Sickerung durch einen Damm

Damm angenommen, der aus Material mit der Durchlässigkeit  $k$  geschüttet ist; er sitze unmittelbar auf der undurchlässigen Schicht auf, die zugleich die Werksgraben- oder Weihersohle bilde. Mit den Bezeichnungen der Abb. 226 gilt dann für das Spiegelgefälle des Grundwassers im Damm

$$(391) \quad J = - \frac{dz}{dx}$$

die Filtergeschwindigkeit beträgt nach dem Darcyschen Gesetz

$$(392) \quad u = k \cdot - \frac{dz}{dx}$$

die Sickermenge  $Q$  durch den Längenmeter des Dammes hat die Größe

$$Q = u \cdot z \cdot l = -kz \frac{dz}{dx} \quad (393)$$

und die Integration liefert

$$Qx = -\frac{k}{2}z^2 + C \quad (394)$$

An der Stelle  $x = 0$  ist  $z = H$  und man hat an dieser Stelle

$$0 = -\frac{k}{2}H^2 + C \quad (395)$$

und weiter

$$Q = \frac{k}{2x}(H^2 - z^2) \quad (396)$$

Bei dieser Rechnung wurde die wasserseitige Böschung des Dammes in der in der Abb. 226 ersichtlichen Weise durch eine lotrechte Wand ersetzt. Die Spiegellinie kann nun aber noch nicht berechnet werden, weil die Gleichung drei Unbekannte, nämlich  $Q$ ,  $x$  und  $z$  enthält. Der Grundwasserspiegel wird nun im Damm eine derartige Lage einnehmen, daß die Sickermenge zu einem Maximum wird. Mit den Bezeichnungen der Abb. 226 kann man an der Stelle des Austrittes der Sickerung an der Böschung auch schreiben

$$Q = \frac{k}{2x}(H^2 - z^2) = \frac{k}{2} \frac{(H^2 - h^2)}{B + n(H - h)} \quad (397)$$

und die Sickerung wird zu einem Maximum, wenn

$$\frac{dQ}{dh} = 0 \text{ und } \frac{d^2Q}{dh^2} < 0 \quad (398)$$

ist. Dieser Forderung genügt an der Austrittsstelle des Sickerwassers auf der luftseitigen Böschung die Grundwassertiefe

$$h = H + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H + \frac{B}{n}\right)^2 - H^2} \quad (399)$$

Diese Austrittshöhe ist demnach unabhängig von der Durchlässigkeit  $k$  und es folgt daraus, daß die Sickerlinie, sofern der Grundwasserein- und -austritt nicht gehemmt wird, für alle Dammaterialien also dieselbe Lage haben muß; nur die Sickermenge hängt von der Durchlässigkeit  $k$  ab.

Ist der Wassereintritt in die wasserseitige Dammböschung behindert, so verläuft der Grundwasserspiegel so, wie er in der Abb. 227 dargestellt ist, also etwa so, wie wenn der Wassereintritt unbehindert wäre, die Wassertiefe vor dem Damm aber geringer, nur  $H'$  wäre. Es gilt dann wieder die Gleichung (399), die mit den Bezeichnungen der Abb. 227 lautet

$$h = H' + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H' + \frac{B}{n}\right)^2 - H'^2} \quad (400)$$

und es ist überdies

$$B = s - H'(n + m) \quad (401)$$

Um  $H'$ , das ja jetzt unbekannt ist, zu ermitteln, wird der Ausdruck (400) in die Gleichung (397) eingesetzt und man hat dann

$$Q = \frac{k}{2} \frac{H'^2 - \left[ H' + \frac{B}{n} - \sqrt{\left( H' + \frac{B}{n} \right)^2 - H'^2} \right]}{B + n \left( \sqrt{\left( H' + \frac{B}{n} \right)^2 - H'^2} - \frac{B}{n} \right)} \quad (402)$$

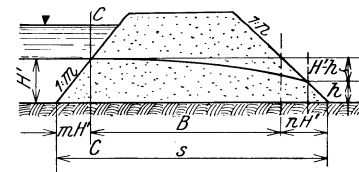


Abb. 227. Sickerung durch einen Damm mit wenig durchlässiger wasserseitiger Böschung

und kann aus dieser Beziehung unter Berücksichtigung von (401) bei bekanntem oder geschätztem Durchfluß  $Q$   $H'$  berechnen und aus Gl. (397) den Verlauf des Grundwasserspiegels bestimmen.

Die abgeleiteten Formeln behalten ihre Gültigkeit auch dann noch annähernd, wenn die undurchlässige Schicht nicht mit der Sohle des angestauten Wassers zusammenfällt, sondern, wie es die Abb. 228 veranschaulicht, tiefer liegt; die Tiefen  $H$ ,  $h$  und  $z$  sind dann einfach von der undurchlässigen Schicht aus zu messen.

Nun sei der Damm aus Material mit der Durchlässigkeit  $k_1$  auf eine Schicht mit der Durchlässigkeit  $k_2$  geschüttet; die Sickerlinie, die sich einstellen würden, wenn

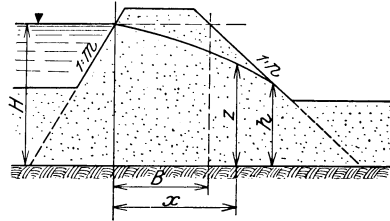


Abb. 228. Sickerung durch einen Damm auf gleichdurchlässiger Unterlage

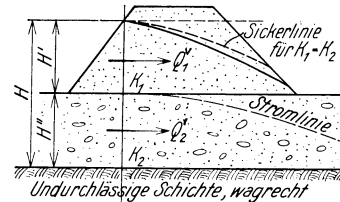


Abb. 229. Sickerung durch einen Damm auf einer Unterlage anderer Durchlässigkeit

Bodenschicht und Damm die gleiche Durchlässigkeit  $k_1$  bzw.  $k_2$  hätten, fallen zusammen, da ja aus Gl. (399) folgt, daß die Lage der Sickerlinie von der Durchlässigkeit unabhängig ist. Würde die Trennungsfäche der beiden verschiedenen durchlässigen Bodenarten genau nach einer Stromlinie verlaufen, so würde die Sickerlinie auch genau dieselbe Lage haben, die sie bei einheitlichem Material hätte. Verläuft die Trennungsfäche oberhalb dieser Stromlinie, und ist z. B. die Bodenschicht durchlässiger als der Damm, so wird die Spiegellinie stärker abfallen, weil Wasser aus dem

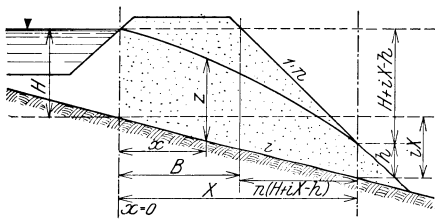


Abb. 230. Sickerung durch einen Damm auf geneigter undurchlässiger Schicht

Damm in die Grundsicht gelangt, liegt die Trennungsfäche hingegen unter dieser Stromlinie, so legt sich die Spiegellinie höher, weil Wasser aus der grobkörnigen Bodenschicht in den Damm gedrängt wird. Die Durchlässigkeiten  $k_1$  und  $k_2$  haben nur Einfluß auf die Sickermenge  $Q = Q_1' + Q_2'$ ; die beiden Teilsickerungen  $Q_1'$  und  $Q_2'$  werden berechnet, indem unter Voraussetzung einheitlichen Materials die Sickerungen  $Q_1$  und  $Q_2$  durch Damm + Bodenschicht berechnet und dann die

auf die Schichthöhen  $H'$  und  $H''$  entfallenden Anteile  $Q_1' = Q_1 \frac{H'}{H}$  und  $Q_2' = \frac{H''}{H} Q_2$  ermittelt werden.

Wenn die undurchlässige Schicht, auf der der Damm geschüttet wird, unter dem Gefälle  $i$  vom Stauwasser weg fällt, so gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 230 für das Spiegelgefälle

$$(403) \quad J = \frac{dz}{dx} + i$$

und eine Ableitung analog jener, die zur Gl. (380) geführt hat, ergibt

$$(404) \quad ix = -\frac{Q}{ki} \log \text{nat} (Q - kiz) - z + C$$

an der Stelle  $x = X$  ist  $z = h$  und man hat dort

$$(405) \quad iX = -\frac{Q}{ki} \log \text{nat} (Q - kih) - h + C$$

während an der Stelle  $x = 0 \quad z = H$  ist, so, daß dort

$$0 = -\frac{Q}{ki} \log \text{nat} (Q - kiH) - H + C \quad (406)$$

gilt. Durch Subtraktion der beiden letzten Gleichungen ergibt sich schließlich

$$iX = \frac{Q}{ki} \log \text{nat} \frac{Q - kiH}{Q - ki h} + (H - h) \quad (407)$$

Nun gilt, wie aus der Abb. 230 ohneweiters folgt,

$$X = B + n(H + iX - h) \quad (408)$$

oder

$$X = \frac{B + n(H - h)}{1 - ni} \quad (409)$$

und in Gl. (407) eingesetzt, folgt weiter die Gleichung

$$\frac{ki}{1 - ni} \left[ iB - (1 - 2ni)(H + h) \right] = Q \log \text{nat} \frac{Q - kiH}{Q - ki h} \quad (410)$$

in der nur die Austrittstiefe  $h$  und der Durchfluß  $Q$  unbekannt sind.

Der Grundwasserspiegel wird sich nun im Dammkörper so einstellen, daß die Sickerung  $Q$  ein Maximum wird; dieses wird am besten graphisch aufgesucht, indem zu mehreren angenommenen Austrittswassertiefen  $h$  die zugehörigen Sickerungen  $Q$  berechnet und die entsprechenden Wertpaare in einem Achsenkreuz aufgetragen werden.

Auch in einem Damm, der im luftseitigen Teil aus größerem Material geschüttet ist als im wasserseitigen, kann die Sickerlinie leicht ermittelt werden. Für die Sickerung zwischen  $A$  und  $C$  gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 231 die Gl. (373).

$$H_0^2 - H^2 = \frac{2Q}{k_f} B_f \quad (411)$$

oder

$$Q = \frac{k_f}{2B_f} (H_0^2 - H^2) \quad (412)$$

während rechts von  $C$  die Gl. (297) und (399)

$$Q = \frac{k_g}{2} \frac{H^2 - h^2}{B + n(H - h)} \quad (413)$$

und

$$h = H + \frac{B}{n} - \sqrt{\left(H + \frac{B}{n}\right)^2 - H^2} \quad (414)$$

gelten.

Da das Wasser, das von links durch  $C-C$  kommt, rechts weiter fließen muß, so muß auch

$$\frac{k_f}{2B_f} (H_0^2 - H^2) = \frac{k_g}{2} \frac{H^2 - h^2}{B + n(H - h)} \quad (415)$$

sein und man hat, wenn

$$\frac{k_f}{k_g B_f} = \alpha \quad (416)$$

gesetzt wird,

$$H^2 (\alpha n H + \alpha B - \alpha n h + 1) - H \alpha n H_0^2 = h^2 + \alpha H_0^2 B - \alpha n H_0^2 h \quad (417)$$

und man kann aus dieser Beziehung im Verein mit Gl. (414) die Grundwassertiefe  $H$  in der Trennungsebene der verschieden gekörnten Dammmaterialien und weiter die Austrittswassertiefe  $h$  berechnen.

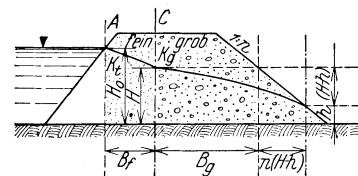


Abb. 231. Sickerung durch einen Damm, der wasserseitig aus minderdurchlässigem Boden hergestellt ist

Bei den bisherigen Rechnungen sind die vor und hinter dem Anfang bzw. Ende der Sickerlinie liegenden dreieckigen Dammquerschnittsteile nicht beachtet worden; sie müssen aber auch durchsickert werden und zur Überwindung der Reibung in diesen Körpern ist eine Druckhöhe erforderlich. Tatsächlich wird daher die Sickerlinie im Dammquerschnitt etwas flacher verlaufen, als es die Rechnungen ergeben, und es wird sich am Beginn, so wie es die Abb. 232 andeutet, ein scharfer Abfall in der Sickerlinie einstellen; in der Nähe des freien Wasserspiegels wird durch die

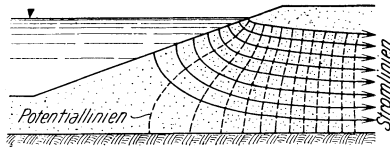


Abb. 232. Stromlinie in einem Damm an der Wasserseite

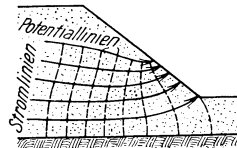


Abb. 233. Stromlinien in einem Damm an der Luftseite

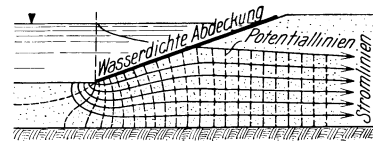


Abb. 234. Stromlinien in einem Damm mit dicht abgedeckter wasserseitiger Böschung

Flächeneinheit der Böschung wesentlich mehr Wasser versickern als am Böschungsfuß, wo der Sickerweg bedeutend länger ist. Ähnlich drängen sich auch an der luftseitigen Böschung (Abb. 233) die Stromlinien in der Nähe des Schnittes zwischen Böschung und Sickerlinie zusammen und diese liegt etwas über der aus der Rechnung ermittelten Lage. Die Sickermenge  $Q$  wird etwas hinter der berechneten zurückbleiben. In der Abb. 234 ist schließlich der Verlauf der Stromlinien angedeutet, wenn die Böschung wasserdicht ist und nur durch die Sohle Wasser versickern kann.

Literatur: Forchheimer, Ph.: Hydraulik, 2. Aufl., S. 420 bis 467. Leipzig: B. G. Teubner. 1923. — Derselbe: Grundriß der Hydraulik, 2. Aufl., S. 23 bis 34. — Kozeny, J.: Beiträge zur Theorie der Grundwasserbewegung. Ingenieur-Zeitschr., 1, S. 97. 1921. — Prinz, E.: Hydrologie, 2. Aufl. J. Springer. 1920. — Schaffernak, F.: Über die Standsicherheit durchlässiger geschütteter Dämme. Allg. Bauztg., 82, S. 73. 1917. — Schoklitsch, A.: Graphische Hydraulik, Sammlung math.-phys. Lehrbücher, Bd. 21. Verlag Teubner. 1923.

### Dritter Teil

## Bodenkunde

Das Verhalten des Bodens unter Lasten, gegenüber Bauwerken und gegenüber dem Wasser spielt im Wasserbau eine so bedeutende Rolle, daß es zweckmäßig erscheint, auch die für den Wasserbau wichtigsten Eigenschaften der Böden kurz zu erörtern.

### I. Die Eigenschaften der Böden

Die Kenntnis des Verhaltens verschiedener Bodenarten bei baulichen Eingriffen sowie gegenüber dem Wasser ist eine Voraussetzung für die Herstellung eines zweckentsprechenden Entwurfes. Umfangreiche Untersuchungen in jedem Einzelfalle anzustellen, ist vielfach nicht möglich und man muß sich daher die Erfahrungen, die an anderen Baustellen gewonnen wurden, zunutze machen. Hierbei handelt es sich nun vor allem darum, die in Frage kommenden Bodenarten eindeutig zu bezeichnen, damit man das Verhalten derselben vergleichen kann. Es ist bedauerndwert, daß selbst bei den meisten sehr ausführlichen Beschreibungen von Bauten die angeschnittenen Bodenarten nur ganz mangelhaft charakterisiert, meist nur nach dem Augenschein als Lehm, Ton, lehmiger Sand, sandiger Lehm, Schotter, Kies, Sand u. dgl. bezeichnet werden. K. Terzaghi schlägt vor, auf jeden Fall stets die

Bodenart auch hinsichtlich ihrer mineralogischen Zusammensetzung und mutmaßlichen Entstehung näher zu bezeichnen. Bodenarten, die äußerlich ähnlich aussehen, können sich z. B. unter Lasten ganz verschieden verhalten, wenn sie verschiedenen geologischen Ursprungs sind, sie werden sich aber in der Regel ähnlich verhalten, wenn sie gleiche geologische Herkunft haben. Zu einer Charakterisierung des Bodens gehört weiter die Angabe seiner Kornmischung, die auf Grund von Schlämm- und Siebanalysen zeichnerisch dargestellt wird. Wünschenswert ist überdies die Angabe, ob die einzelnen Bodenkörner abgerundet oder kantig sind. Da bei allen bautechnischen Maßnahmen auch die Kosten vorauszubestimmen sind, so ist auch die Kenntnis des Verhaltens der angetroffenen Bodenarten zum Lösegerät wünschenswert. Neben der Angabe der Gewinnungsfestigkeit durch Bezeichnung des Gerätes, mit dem die Lösung durchgeführt werden kann, muß auch angegeben werden, ob sich z. B. der Boden in Schollen lösen läßt, ob diese Schollen zerfallen oder beim Verladen unversehrt bleiben, ob der Boden am Gerät klebt usw. und welche Durchschnittsleistungen mit einem Arbeiter bzw. mit einem Bagger erzielt werden. Ferner gehört zu einer vollständigen Beschreibung des Bodens die Angabe seiner Struktur, seines Porenvolums, seiner Feuchtigkeit, seiner Wasserdurchlässigkeit und seines Raumgewichtes.

Die Struktur der Böden. Die Böden sind ein loses Haufwerk von kleinen Teilchen der verschiedensten mineralogischen Zusammensetzung, Größe und Form; diese Teilchen lagern sich in verschiedenen Anordnungen aneinander, die als Bodenstrukturen bezeichnet werden. Das einfachste Schema für die Struktur eines Bodens ergibt eine Schüttung aus gleich großen Kugeln, die in gesetzmäßiger Anordnung zueinander stehen. Böden, die aus solchen aneinanderliegenden, wenn auch verschieden großen, derben Körnern bestehen und die ohne weiteren Zusammenhang sind, besitzen Einzelkornstruktur

(Abb. 235 a und b); sie werden auch kurz als körnige Böden oder Sand bezeichnet. Neben dieser Struktur gibt es noch die Wabenstruktur (Abb. 235 c), die bei locker gelagertem Schluff und Schlamm vorkommt, ferner die Flockenstruktur (Abb. 235 d) koagulierter Sedimente und die Krümelstruktur der oberen Schichten, die unter dem Einflusse der Witterung und des Tier- und Pflanzenlebens und der im Sickerwasser gelösten Salze entsteht. Bei der Flocken- und Krümelstruktur sind die Bodenteilchen zu porösen Klumpen vereinigt. Böden mit Wabenstruktur enthalten Hohlräume, die größer als die größten Teilchen sein können. Die einzelnen Teilchen bestehen bei solchen Böden meist aus biegsamen Mineralschuppen, die nach erfolgter Berührung aneinander haften; solche Böden werden kurz als bindige bezeichnet.

Die Körnung. Jeder Boden besteht aus einer Anhäufung von Teilchen der verschiedensten Größe und Beschaffenheit. Die Kornmischung muß nun zur Charakterisierung eines Bodens angegeben werden; sie wird durch die Sieb- und durch die Schlämmanalyse ermittelt. Die Siebanalyse erfolgt mit Siebsätzen, durch die die sorgfältig getrocknete Probe durchgerüttelt wird; sie wird zuerst auf das größte Sieb aufgeschüttet und der Siebdurchlaß ermittelt, der hierauf auf das nächstfeinere

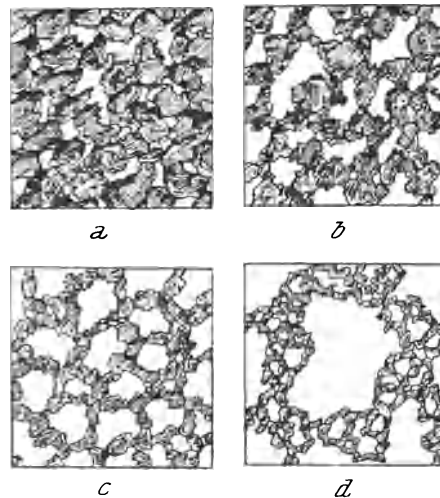


Abb. 235. Bodenstrukturen; a, b Einzelkornstruktur, c Wabenstruktur, d Flockenstruktur. (Nach K. Terzaghi)



Sieb kommt, wo wieder der Durchlaß ermittelt wird und so fort. Auf diese Weise werden aus der Probe die Teilchen bis etwa 0,2 mm herab ausgesiebt; die kleineren können durch Sieben nicht mehr weiter getrennt werden und kommen in den Schlämmapparat, wo sie weiter durch strömendes Wasser hinsichtlich ihrer Korngröße sortiert werden. Als Schlämmapparat wird jetzt am häufigsten jener von J. Kopetzky,

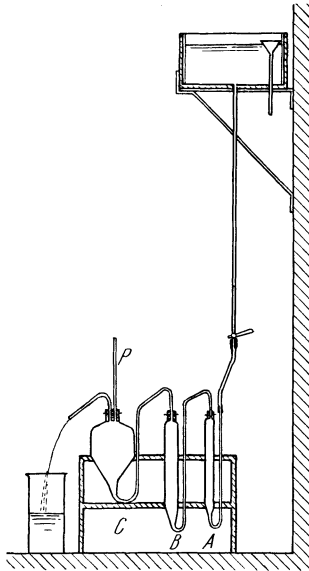


Abb. 236. Schlammgerät von Kopetzky

der in der Abb. 236 dargestellt ist, verwendet. Bevor jedoch die Bodenprobe in einen Schlammapparat gegeben wird, muß sie besonders vorbehandelt werden, um die im Boden enthaltenen Teilchen, die durch die Kolloide zu Klümpchen und Flocken vereinigt sind, zum Auseinanderfallen zu bringen. Das wird entweder durch das Koch- und Reibverfahren oder besser nach dem Schüttelverfahren erreicht. Beim Koch- und Reibverfahren werden etwa 50 g der zu untersuchenden Bodenprobe zuerst zwölf Stunden lang in destilliertem Wasser aufgeweicht und hierauf zwei Stunden lang unter fortwährendem Nachgießen des verdampften Wassers gekocht. Nach dem Erkalten wird die Probe vorsichtig mit den Fingern unter Verwendung von Gummifingerringen so lange durchgerieben, bis sich das mehrmals gewechselte Wasser nicht mehr trübt und keine Klümpchen mehr in der Probe enthalten sind. Das während des Reibens abgegossene trübe Wasser wird in den Zylinder B, die Probe in den Zylinder A des Schlammgerätes gegossen. Dem Verfahren haftet der Mangel an, daß durch das Kochen die Bodenbeschaffenheit etwas verändert wird. Diesem Mangel hilft das Schüttelverfahren ab;

bei diesem wird die Bodenprobe ebenfalls zwölf Stunden hindurch in destilliertem Wasser aufgeweicht. Die Probe kommt hierauf in einer Literflasche mit Glasstopfen, die mit destilliertem Wasser bis zur Hälfte aufgefüllt ist, in die Schüttelmaschine und wird sechs Stunden hindurchgeschüttelt. Danach läßt man absetzen,

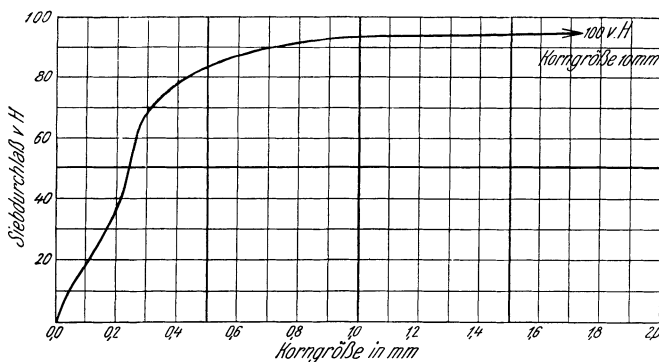


Abb. 237. Mischungslinie von lehmigem Sand

gießt das trübe Wasser in den Zylinder B und das übrige in den Zylinder A des Schlammapparates.

Der Schlammapparat besteht aus mehreren Glaszylindern, die von Spülwasser mit verschiedenen, in der Fließrichtung immer kleiner werdenden Geschwindigkeiten durchflossen werden. Durch das Wasser werden von der Bodenprobe die Teilchen unter einer gewissen

Korngröße in den nächsten Zylinder gespült und so fort. Bei dem in der Abb. 236 dargestellten Schlammapparat haben die Zylinder Weiten von 30, 56 und 178 mm und werden mit Geschwindigkeiten von 0,7, 0,2 und 0,02 cm/sec durchflossen; hierbei bleiben im ersten Zylinder Körner mit Durchmessern über 0,1 mm, im zweiten solche mit Durchmessern zwischen 0,1 und 0,05 mm, im dritten solche mit Durchmessern zwischen 0,05 und 0,01 mm liegen, während die feineren abgespült werden.

Beim Schlämmen werden die Zylinder vorsichtig mit Wasser aufgefüllt und erst dann der Spülstrom voll in Tätigkeit gesetzt. Bei einer gegebenen Höhenlage des Spülgefäßes, in dem die Wasserspiegellage durch einen Überlauf konstant gehalten wird, gibt eine Marke an einem Wasserstandsglas *P* im letzten Gefäß des Schlammgerätes jenen Druck dortselbst an, bei dem die erforderliche Wassermenge eben durchläuft. Das Schlämmen dauert mehrere Stunden und wird so lange fortgesetzt, bis das ablaufende Wasser klar ist. Danach läßt man die Rückstände in jedem Zylinder absetzen, füllt sie in Abdampfschalen und trocknet sie im Sandbad. Nach dem Auskühlen werden sie gewogen und ihr Anteil an der Probe in v. H. ausgedrückt.

Sowohl die Ergebnisse der Siebanalysen als auch jene der Schlämmanalysen werden am besten zeichnerisch dargestellt; für die Ergebnisse von Analysen, die nur ein geringes Kornintervall ergeben, eignet sich die Auftragung, wie sie etwa die Abb. 237 andeuten. Andernfalls kann mitunter die Auftragung der Korngrößen mit einem logarithmischen Maßstab vorteilhafter sein.

Böden, bei denen die Schlämmanalyse mehr als 20 v. H. Körner über 0,1 mm ergibt, werden als sandig bezeichnet (vgl. Tabelle 36 auf S. 192).

Das Porenvolumen. Als Porenvolumen wird der Rauminhalt der Hohlräume einer Bodenprobe bezeichnet und es wird in v. H. des Rauminhaltes der ganzen Probe angegeben. Das Porenvolumen in der Natur vorkommender Sande hängt von deren Körnung und von der Entstehungsgeschichte des

Tabelle 35. Porenvolumen körniger Böden (nach K. Terzaghi)

Boden	Porenvolumen <i>n</i> in v. H.			Verdichtungsfähigkeit
	lose	eingerrüttelt	naß eingestampft	
Feiner Strandsand, $\phi$ 0,06 bis 0,3 mm	49,6	40,9	38,8	0,55
Dünensand . . . . .	45,8	33,9	33,9	0,66
Lehmiger Flußsand, $\phi$ 0,1 bis 2,7 mm	41,6	33,9	29,3	0,71
Gleich große Kugeln . . . . .	47,6	25,8	—	—

Sandlagers ab. Sande, die von plötzlich abflauenden Hochwässern abgelagert werden, haben Porenvolumina bis über 50 v. H., während ganz langsam abgelagerter Sand, z. B. am Müggelsee, nur ein solches von 26,6 v. H. hatte.

Sand natürlicher Lagerung kann künstlich dichter gelagert werden, wenn mittels Rammen von Pfählen durch Verdrängung und durch die dabei auftretenden Erschütterungen eine dichtere Lagerung bewirkt wird. Versinkendes Wasser fördert die Verdichtung der Lagerung während dieser Arbeiten.

Je nach der Kornbeschaffenheit können zwei Sande gleichen Porenvolumens verschieden stark verdichtet werden. Um den Grad der Stabilität der Sandstruktur festzulegen, wird noch die Verdichtungsfähigkeit und die relative Dichte angegeben.

Bezeichnet

- $n_0$  das Porenvolumen des Sandes bei lockerster Lagerung,
  - $n$  „ „ „ „ bei natürlicher Lagerung,
  - $n_{min}$  „ „ „ „ in naß eingestampftem Zustande,
- so ist die Porenziffer

$$\varepsilon = \frac{n}{1-n} = \frac{\text{Porenraum}}{\text{Rauminhalt der Körner}} \tag{418}$$

und die Verdichtungsfähigkeit

$$F = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{min}}{\varepsilon_{min}} = \frac{n_0 - n_{min}}{n_{min}(1 - n_0)} \tag{419}$$

und die relative Dichte

$$(420) \quad D = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{\min}} = \frac{(n_0 - n)(1 - n_{\min})}{(1 - n)(n_0 - n_{\min})}$$

und es gilt

für lockeren Sand  $0 < D < \frac{1}{3}$ ,

für mitteldichten Sand  $\frac{1}{3} < D < \frac{2}{3}$ ,

für dichtgelagerten Sand  $\frac{2}{3} < D < 1$ .

Je kleiner die Verdichtungsfähigkeit  $F$  ist, desto fester ist die Lagerung des betrachteten Sandes. Aus den Werten  $F$  und  $D$  läßt sich daher die Dichte der Lagerung von Sand beurteilen.

Das Porenvolumen bindiger Böden wird infolge der Biegsamkeit der Bodenschuppen von der Art der Bildung der Ablagerung wenig beeinflußt. Es hängt hauptsächlich von der Festigkeit des Materiales und vom Druck ab, unter dem das Material gestanden ist. Schon durch mäßigen Druck kann das Porenvolumen bindiger Böden wesentlich verändert werden; es ist, wie Messungen gelehrt haben, bei bindigen Böden größer als bei körnigen.

Tabelle 36. Eigenschaften bindiger Böden (nach J. Kopetzky)

Bodenarten	Fetter, un- durchlässiger Ton	Tonig-lehmiger Boden	Toniger, dilu- viabler Lehm- boden	Festgelagerter diluviabler Lehm	Sehr feinsan- diger Lehm, mittelst	Lockerer dilu- viabler Lehm	Lockerer fein- sandiger Lehm	Lehmig-toniger Boden		
Abschlämbbare Teil- chen unter 0,01 mm in v. H. ....	86,68	67,24	53,36	46,48	48,44	42,64	36,64	54,16	53,38	52,28
Staub, $\phi$ 0,01 bis 0,05 mm in v. H. ....	11,04	25,76	43,08	43,04	17,76	48,12	37,08	28,48	28,02	30,56
Staubsand, $\phi$ 0,05 bis 0,1 mm in v. H. ....	1,56	2,44	2,88	7,08	14,68	6,40	4,76	7,64	12,00	5,76
Sand, $\phi$ über 0,1 mm in v. H. ....	0,88	4,56	0,68	3,40	19,12	2,84	18,52	9,72	6,60	11,40
Wasserkapazität in v. H. des Volumens ....	47,60	41,10	33,90	34,90	39,30	37,10	34,60	40,20	46,00	46,80
Wasserkapazität in v. H. des Gewichtes ....	37,00	29,40	21,60	22,10	29,40	28,80	25,00	32,20	39,90	36,20
Raumgewicht t/m <sup>3</sup> ....	1,34	1,34	1,54	1,52	1,29	1,26	1,34	1,26	1,18	1,25
Eigengewicht t/m <sup>3</sup> ....	2,58	2,49	2,60	2,60	2,55	2,51	2,65	2,58	2,56	2,51
Porenvolumen $n$ v. H. ...	48,0	46,10	40,70	41,40	49,30	49,30	49,50	51,00	53,90	50,20
Luftkapazität v. H. ....	0,40	5,00	6,80	6,50	10,00	12,40	14,70	10,80	7,90	3,40

Die Feuchtigkeit und die Konsistenz der Böden. Wie schon erwähnt wurde, besitzen alle Böden ein mehr oder minder großes Porenvolumen; kommen die Böden nun mit Wasser in Berührung, so füllen sich die Poren teilweise oder vollständig mit Wasser an. Böden, deren Poren vollständig mit Wasser gefüllt sind, werden „mit Wasser gesättigt“ bezeichnet und ihr Wassergehalt ist gleich dem Porenvolumen. Wird gesättigter Boden vom Wasser entfernt und vor Austrocknung geschützt, so läuft ein Teil des Wassers ab, der Rest bleibt in den Poren festgehalten; dieser verbleibende Rest, der dem Boden nur durch Verdunstung oder durch die Tätigkeit der Pflanzen entzogen werden kann, wird Wasserkapazität genannt und so wie das Porenvolumen in v. H. des Rauminhaltes der Bodenprobe ausgedrückt.

Die Differenz zwischen Porenvolumen und Wasserkapazität heißt Luftkapazität; sie stellt jenen Raumanteil der Poren dar, der z. B. bei einer Absenkung des Grundwassers von Wasser entleert werden kann. Die Luftkapazität ist bei den bindigen Böden wesentlich kleiner als bei den körnigen.

Wird endlich vollkommener trockener Boden in Berührung mit feuchter Luft gebracht, so nimmt er aus ihr Wasser auf, mit dem sich die einzelnen Bodenteilchen einhüllen; solches Wasser, das nur durch Trocknung dem Boden zu entziehen ist, wird hygroskopisch gebundenes Wasser genannt und es wird auch in v. H. des Bodengewichtes angegeben. Die Fähigkeit eines Bodens, Feuchtigkeit anzuziehen, wird Hygroskopizität genannt. Vielfach wird an Stelle der Bezeichnung „hygroskopisch gebundenes Wasser“ auch Hygroskopizität gebraucht.

Während bei den körnigen Böden (Sanden) die Feuchtigkeit für die mechanischen Eigenschaften ziemlich belanglos ist, ändern die an Feinteilen reichen bindigen Böden, also besonders Ton und Lehm, mit ihren sandigen Variationen ihre mechanischen Eigenschaften sehr bedeutend mit dem Wassergehalt und nehmen verschiedene Konsistenzformen an, deren wichtigsten die feste, die plastische und die flüssige ist. Bei sehr magerem Lehm fällt die plastische Form aus und die feste Form geht bei Wasserzufuhr unmittelbar in die flüssige über. Zwischen diesen Hauptkonsistenzformen gibt es eine Reihe von Übergangsformen. In der härtesten Form schwinden die Bodenstücke beim weiteren Austrocknen nicht mehr. In der losen, festen Form haften einzelne Stücke, wenn sie mit schwachem Druck aneinandergedrückt werden. In der zäh-plastischen Form klebt der Boden nicht am Werkzeug und er kann noch in Drähte ausgerollt werden. In der klebend-plastischen Form klebt der Boden am Werkzeug und läßt sich ohne Mühe formen. In der zähflüssigen Form fließt der Boden in Schichten nicht unter 15 mm Dicke. In der dickflüssigen Form hat der Boden die Konsistenz eines dünnen Breies; beim Zerteilen fließen die Teile wieder aneinander, bleiben aber durch eine Furche getrennt. In der dünnflüssigen Form ist der Boden endlich fast so dünnflüssig wie Wasser.

Die Wasserdurchlässigkeit der Böden ist schon im II. Teil auf den S. 168 bis 177 erörtert worden.

Das Gewicht der Böden hängt von der mineralogischen Zusammensetzung und von der Dichte der Lagerung ab. Das Eigengewicht der Körner der meisten Sande liegt zwischen 2,62 und 2,65 t/m<sup>3</sup>; das Raumgewicht des Bodens ist wegen der Poren wesentlich geringer.

#### Raumgewichte einiger Böden

Bauschutt .....	1400 kg/m <sup>3</sup>	Sand, trocken .....	1600 kg/m <sup>3</sup>
Formsand, locker .....	1200 „	Sand, naß .....	2100 „
Formsand, eingestampft .....	1650 „	Ton, naß .....	1800 bis 2000 „
Kies, trocken .....	1700 „	Erde, trocken .....	1600 „
Kies, naß .....	2000 „	Erde, naß .....	2100 „
Lehm, trocken .....	1600 „	Lehm, naß .....	2100 „

Die mineralogische bzw. chemische Zusammensetzung der Böden wird schließlich durch chemische Analysen ermittelt. Böden mit einem Kalkgehalt unter 2 v. H. werden als kalkarm, solche mit 2 bis 10 v. H. Kalk als mergelig, mit 10 bis 50 v. H. Kalk als Mergel und bei mehr als 50 v. H. Kalk als Kalkböden bezeichnet.

Literatur: Fauser, O.: Meliorationen. Sammlung Götschen, Bd. 691. 1921. — Kopetzky, J.: Die Bodenuntersuchungen zum Zwecke der Dränagearbeiten. Prag. 1901. — Derselbe: Die Klassifikation der Bodenarten auf Grund des Gehaltes an bodenbildenden Bestandteilen. Prag. 1913. — Ramann: Bodenkunde. Berlin. 1911. — Terzaghi, K.: Erdbaumechanik. Wien: Deuticke. 1925. — Vogeler: Bodenkunde. Sammlung Götschen, Bd. 455, 2. Aufl. 1921. — Wahnschaffe: Anleitung zur wissenschaftlichen Bodenuntersuchung. Berlin. 1903.

## II. Die Erkundung der Bodenbeschaffenheit

Je nachdem, für welchen Zweck die Kenntnis der Bodenbeschaffenheit erforderlich ist, wird die Erkundung auf verschiedene Tiefen erstreckt und auf verschiedene Weisen ausgeführt; die wichtigsten sind das Sondieren, das Schürfen, das Bohren, die Untersuchung mittels physikalischer Messungen und die physiologische Untersuchung.

Während die ersten drei Ermittlungen unmittelbar Aufschluß über die Art und die Schichtung des Untergrundes sowie über die Grundwasserverhältnisse geben, vermitteln die beiden letzten Erkundungsweisen nur Anhaltspunkte darüber, ob der Boden innerhalb des untersuchten Feldes gleiche Beschaffenheit besitzt.

### a) Das Sondieren

Das Sondieren erfolgt mit Hilfe des sogenannten Sondier- oder Visitierereisens, einer 2 bis 4 m langen Eisenstange, die durch Stoßen und Drehen in den Untergrund getrieben wird. Aus dem beim Eintreiben wahrgenommenen Widerstand, dem Geräusch (bei Schotterboden Knirschen) und aus Teilchen, die beim Herausziehen haften bleiben, wird auf den Untergrund und seine Eigenschaften geschlossen. Die mit dem Sondiereisen erzielten Aufschlüsse sind sehr unsicher und reichen nur für oberflächliche Erkundungen hin. Um beim Herausholen des Sondiereisens verlässliche Bodenproben mitzuheben, ist es zweckmäßig, alle etwa 30 cm eine sogenannte „Tasche“ in das Sondiereisen einzufeilen.

### b) Das Schürfen

Beim Schürfen wird je nach der Örtlichkeit und der Tiefe, bis zu der die Untergrundverhältnisse zu klären sind, entweder nur ein einfacher, rohgrabenhähnlicher Schlitz, ein Stollen oder ein Schacht hergestellt, in dem die Schichtung und die Art der Bodenbestandteile durch Augenschein leicht festzustellen sind. Die Ergebnisse werden in einem Schürfprotokoll schriftlich niedergelegt und es werden vielfach auch von den verschiedenen Bodenschichten Proben entnommen und mit genauer Bezeichnung der Entnahmestelle in eigenen Kisten mit Fächern aufbewahrt. Für Schürfschlitze wird zweckmäßig eine Breite von 0,6 bis 0,8 m gewählt; Schürfstollen erhalten einen Querschnitt von etwa  $2 \times 2$  m und Schürfschächte einen solchen von etwa 1,5 bis 2 m<sup>2</sup>.

### c) Das Bohren

Bis auf größere Tiefen hinab erfolgt die Bodenerkundung fast ausnahmslos durch das Bohren eines meist 10 bis 20 cm weiten Bohrloches. Die hierfür in Verwendung stehenden Geräte können in die folgenden drei Hauptgruppen unterschieden werden:

1. Erdbohrer, die durch Drehen in den Untergrund vorgetrieben werden; sie sind verwendbar bei allen Erdarten, Moor, Humus, Lehm, Ton und in festem Kies und Sand.
2. Sandbohrer, die teils gedreht, teils gestoßen werden und in stark wasserhaltigen Boden angewendet werden, und
3. Steinbohrer, die das Gestein am Boden des Bohrloches zertrümmern oder zerreiben.

Beim Bohren wird das Material des Untergrundes aus dem Bohrloch heraufgeholt, untersucht und das Ergebnis in einem Bohrprotokoll schriftlich niedergelegt, während Proben der verschiedenen Bodenarten in Kistchen aufbewahrt werden.

Besonders soll schon hier betont werden, daß man Bohrlöcher für Bodenuntersuchungen niemals unmittelbar in der Baugrube anordnen darf, wenn Wasserzudrang zu erwarten ist, weil der Zutritt des Wassers durch das Bohrloch bedeutend gefördert wird.

1. Erdbohrer

Bei allen Bodenarten mit gutem Zusammenhang, wie Humus, Moor, Lehm, Ton, fester Kies und Sand, können zur Herstellung eines Bohrloches Bohrer verwendet werden, die, wie schon bemerkt wurde, durch Drehen in den Boden sozusagen hineingeschraubt werden. Bei geringeren Tiefen findet der Tellerbohrer Anwendung, der an einem Konus (Abb. 238) unten ein kleines steiles Gewinde für die Fortbewegung trägt. Darüber liegt ein flachgängiges Gewinde, dessen Durchmesser (bis zu 0,30 m) jenem des Bohrloches entspricht, das für die Verdrängung und für das Herausheben des gelockerten Bodens dient. Der Bohrer wird mittels einer Stange, die durch eine Öse im oberen Ende gesteckt wird, gedreht. Bei bindigen Böden werden vielfach Schneckenbohrer (Abb. 239) verwendet.



Abb. 238. Tellerbohrer



Abb. 239. Schneckenbohrer



Abb. 240. Zylinderbohrer

Bei größeren Tiefen werden Zylinder- und Löffelbohrer in ihren verschiedenen Ausführungen angewendet. In weichen Erdarten, wie Humus, Moor, Ton, eignet sich besonders der Zylinderbohrer (Abb. 240) mit durchgehender, unter gespitzter

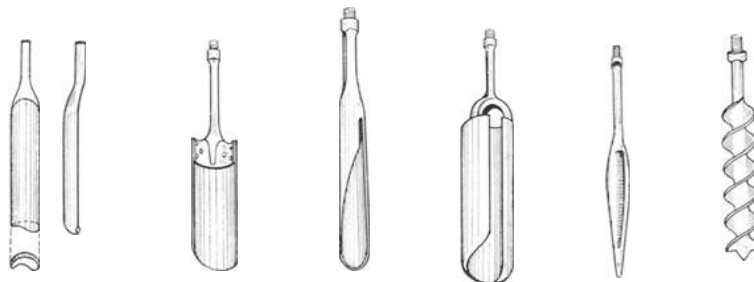


Abb. 241. Löffelbohrer

Abb. 242. Spiralbohrer

Achse und geschlitztem, schraubenförmig gebogenem Boden und geschlitztem Mantel; die Schlitzweite im Mantel richtet sich nach der Zähigkeit des Bodens und er wird bei ganz geringer Zähigkeit auch weggelassen. Übliche Durchmesser 15 bis 30 cm. In sehr fest gelagertem Boden läßt sich der Zylinderbohrer schwer drehen, man greift dann zum Löffelbohrer (Abb. 241), einem Gerät, das ähnlich dem Zylinderbohrer gebaut ist, nur läuft die Achse nicht durch den eigentlichen Bohrer durch; der Schlitz erreicht je nach der Klebrigkeit des Materials Breiten bis zum halben Umfang und man spricht dann von offenen, halboffenen oder geschlossenen Löffelbohrern oder Schappen. Zum Auflockern sehr fest gelagerten Bodens wird auch der Spiralbohrer (Abb. 242) verwendet.



Abb. 243. Bohrstange

Die Bohrer werden mit dem Gestänge (Abb. 243) fest verschraubt; das Gestänge hat quadratischen Querschnitt von 3 bis 7 cm Seitenlänge. Quadratischen Querschnitt erhält das Gestänge, damit der Drehhebel an jeder beliebigen Stelle, ent-

sprechend dem Bohrfortschritte, befestigt werden kann. Zur Verlängerung werden Bohrstangen verwendet, die nur an den Enden quadratischen Querschnitt haben. Die oberste Bohrstange wird mittels eines Bohrwirbels (Abb. 244) aufgehängt, der ein Aufdrehen des Drahtseiles verhindert.

Über dem Bohrgerät wird bei geringeren Bohrtiefen ein Dreifuß (Abb. 245), bei größeren Bohrtiefen ein Bohrturm aufgestellt, in dessen Spitze ein Flaschenzug oder die Seilrolle für ein Seil befestigt ist, das zu einer Winde läuft. Das Seil dient zum Hochziehen des Bohrgerätes, wenn der Bohrer mit Boden gefüllt ist. Am Ende des Seiles wird über dem Haken zweckmäßig ein Schwerstück angebracht, um zuverlässig beim Nachlassen des Seiles ein Sinken des Hakens zu erreichen. Beim Hochziehen des Gestänges kommt an den Haken die Gestängeklaue (Abb. 246), die an jeder beliebigen Stelle des vierkantigen Gestänges eingehängt werden kann.



Abb. 244.  
Bohrwirbel



Abb. 245. Erkundung der Bodenbeschaffenheit für das Isarwehr bei Unterföhring durch Bohren. (Mittlere Isar A.-G.)

## 2. Sandbohrer

Dringt man gelegentlich einer Bohrung in Schichten feinen Sandes vor, so versagen die früher beschriebenen Bohrer, weil, gleichgültig, ob der Sand trocken oder naß ist, der Bohrer beim Anheben wieder leer läuft. In solchen Fällen greift man zu den sogenannten Ventilbohrern, die im wesentlichen aus einem Blechzylinder bestehen, der unten mit einer Kugel oder einer Klappe verschlossen ist (Abb. 127).

Die Bohrer sind meist derart eingerichtet, daß sie gegen den Boden des Bohrloches herabgestoßen werden, wobei die Schneide in den Sand eindringt und der Sand ähnlich wie eine Flüssigkeit das Ventil hebt und in den Zylinder steigt. Andere Bohrer sind ähnlich wie die Kastenbohrer unten mit einer Schraubenfläche mit vortretender Schneide und einer Klappe eingerichtet, die eine unbeabsichtigte Entleerung verhindert. Diese letzteren Bohrer sind zum Eindrehen eingerichtet. Alle Ventilbohrer arbeiten zufriedenstellend nur in sehr nassem Sand; wird trockener Sand angetroffen, so muß von oben Wasser zugeführt werden.



Abb. 246. Gestängeklaue



Abb. 247.  
Ventilbohrer

## 3. Steinbohrer

Sobald beim Bohren größere Steine angetroffen werden, wird zum Steinbohrer oder Meißel gegriffen, der die Steine zertrümmert. Die Meißel erhalten je nach dem Gesteine verschiedene Formen und Schneidenwinkel. Handelt es sich nur um das Zertrümmern weicheren Gesteins oder um das Lockern von Ton und Sandstein, so wird der Flachmeißel (Abb. 248) und der Spitzmeißel verwendet. Scharfe Schneiden halten nicht lange an; der Schärfungswinkel wird daher bei weicherem Gestein mit  $90^\circ$ , bis sehr hartem mit  $120^\circ$  hergestellt.

Die normalen Meißel erhalten stets ein hohes, steifes Blatt, um ein öfteres Schärfen zu ermöglichen. An den Rändern nützen sich gewöhnliche Flachmeißel

stärker ab und die Bohrlöcher werden dann enger; um dem abzuhelpen, werden die Meißel an den Rändern verstärkt. Solche Meißel werden Schultermeißel (Abb. 249) genannt. Meißel mit auswechselbaren Schneiden haben sich nicht überall bewährt, ebenso Meißel mit kreuzförmiger Schneide.

Die Befestigung des Meißels erfolgt bei leichteren Bohrungen durch Verschraubung, bei schwereren durch Keil und Splint. Unmittelbar über dem Meißel folgt, mit diesem fest verbunden, das Schwerstück und darauf das Abfall- oder Freifallstück (Abb. 250). Das Schwerstück ist nur dazu da, die Masse des Meißels zu vermehren. Im Freifallstück ist der untere Teil des Bohrgestänges lotrecht beweglich. Wird nun das Gestänge gesenkt, so sitzt der Meißel am Boden des Bohrloches auf und die Stange des Freifallstückes mit dem vierkantigen Dorn schiebt

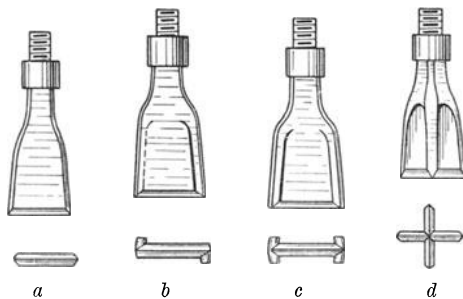


Abb. 248, 249. *a* Flachmeißel, *b, c* Schultermeißel, *d* Kreuzmeißel. (O. Franzius, Grundbau)

sich in die Hülse, wobei der Dorn am Ende des Schlitzes seitlich umgelenkt wird, so daß er dann auf der Nase aufsitzt.

Das ganze Gestänge hängt am Schwengel, der von der Mannschaft oder von einer Maschine auf und ab bewegt wird. Wenn der Schwengel gehoben wird, so hängt sich der Dorn des Freifallstückes auf die Nase im Schlitz; beim darauffolgenden Senken wird das Gestänge samt dem Meißel gehoben und im Augenblicke des Auftreffens des Schwengels am Prellstück wird nun das Gestänge mit der Hülse durch einen Ruck am Griff unter dem Bohrwirbel etwas verdreht, so daß der Dorn im Freifallstück von der Nase abgleitet und nun der Meißel mit dem Schwerstück frei herabfallen kann.

Ist auf diese Weise einige Zeit gebohrt worden, so sammelt sich das zertrümmerte Gestein im Bohrloch als Bohrmehl an und macht den Schlag des Meißels wie ein Kissen unwirksam. Das Bohrgestänge wird dann hochgezogen und an Stelle des Meißels, Schwer- und Freifallstückes ein Zylinderbohrer befestigt; dann wird das Gestänge wieder gesenkt und wenn es am Boden des Bohrloches aufsteht, gedreht, so daß die am Boden des Bohrers vortretende Schneide das Bohrmehl aufschabt. Das Gestänge wird dann wieder gehoben, der Zylinderbohrer entleert und wieder durch den Meißel ersetzt.

In dem Maße, als der Meißel in die Tiefe vordringt, wird das Gestänge mit einer Nachlaßschraube oder einer Nachlaßkette verlängert, bis endlich eine neue Bohr-



Abb. 250. Bewegung des Meißels im Freifallstück. *M* Meißel, *B* Schwerstange, *F* Freifallstück, *N* Nase, *G* Dorn, *C* Bohrgestänge, *D* Bohrwirbel, *E* Verlängerungskette, *S* Schwengel, *P* Prellstück



stange zur Verlängerung eingefügt werden kann. Die Bohrstangen sind, wenigstens an den Enden, vierkantig, so daß sie mit dem Gestängeschlüssel oder der Abfangschere sicher gefaßt werden können. Beim Hochheben des Gestänges hängt es an der Gestängeklaue, die an den quadratischen Stellen des Gestänges eingehängt wird.

Wenn auch in Fels gebohrt werden muß, so ist noch ein Nachbohren mit einem eigenen Bohrer nötig, da ja der normale Bohrer enger bohrt, als das Rohr, in dem er sich bewegt. Man verwendet hierzu Erweiterungsbohrer (Abb. 251) mit zweiteiliger auseinanderfedernder Schneide, die sich, sobald sie aus dem Bohrrohr austreten, durch den Druck einer im Gestänge untergebrachten Feder verbreitern und die Wandungen des Bohrloches angreifen.

Wird die Bohrung durchgeführt, um Aufschluß über die Beschaffenheit tiefliegender Schichten zu erhalten, so ist es der Untersuchung wenig förderlich, daß das Material des Untergrundes zu Mehl zerrieben und zertrümmert heraufgefördert wird. Will man ganze Gesteinsproben heraufheben, so darf kein Schlagmeißel verwendet werden, sondern es muß zu einem anderen Bohrzeug gegriffen werden, zum sogenannten Kronenbohrer, der nur drehend bewegt wird. Die Bohrkronen bestehen bei weicherem Gestein aus Stahl, bei sehr hartem Fels wird sie mit Diamanten besetzt. Die

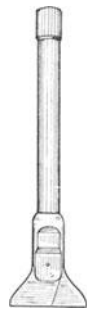


Abb. 251.  
Er-  
weiterungs-  
bohrer

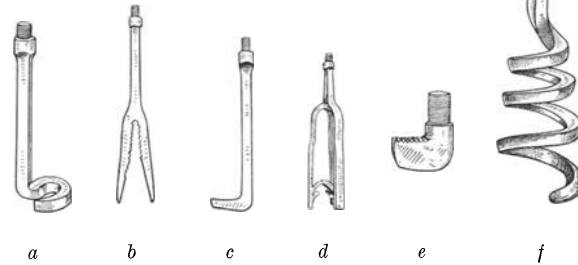


Abb. 252. Fanggeräte; *a* Fanghaken (Glückshaken), *b* Fangschere, *c* Fanghaken, *d* Federfalle, *e* Fangfinger, *f* Krätzer

Bohrkronen sind hohl, so daß im Bohrloch ein zylindrischer Steinkern stehen bleibt, der von Zeit zu Zeit abgebrochen und heraufgeholt wird; der Bohrschlamm wird bei diesem Bohrzeug mit Druckwasser aus dem Bohrloch gespült.

#### 4. Fangwerkzeuge

Der rauhe Betrieb beim Bohren hat Zufälligkeiten zur Folge, die das Bohrgerät oft in unberechenbarer Weise beanspruchen und nicht selten Brüche verursachen. Abgebrochene Teile des Bohrgestänges und manchmal auch herabgefallene Teile müssen wieder gefaßt und hochgezogen werden; für diese Arbeiten, die äußerst schwierig sind und viel Beharrlichkeit und Glück erfordern, wurden eine ganze Reihe von Geräten ersonnen (Abb. 252). Ein gut verwendbares Fanggerät ist der Glückshaken (Abb. 251), der ebenso wie die Fangschere und die Federfalle für das Fangen von Gestängeteilen gedacht ist. Ebenfalls für Gestängeteile aber auch für gerissene Seile eignet sich der Krätzer; andere Geräte sind der Fanghaken, die Federfalle u. a. m.

#### 5. Futterrohre

Bohrlöcher in lockerem Boden und auch solche in festem Boden, die länger bestehen sollen, müssen zur Verhütung von Einstürzen und des Zusammensitzens mit Rohren ausgefütert werden. Die Bohrrohre werden in Längen von 2 bis 5 m

hergestellt und untereinander mit schwach konischen, feinen Gewinden derart verschraubt, daß sie sowohl außen als auch innen an den Verbindungsstellen vollkommen glatt sind. Am ersten Rohr wird unten eine glatte oder gezahnte Schneide aufgeschraubt, am letzten oben ein Kopfstück, um das Gewinde zu schützen. Bei geringen Tiefen werden die Rohre in den Boden gedreht; zum Drehen sowohl beim Absenken als auch beim Verschrauben dienen Rohrklemmen mit Hebeln. Bei größeren Tiefen muß das Rohr gerammt werden; um das Rohr vor Beschädigungen durch den Rammhären zu schützen, wird auf den Rohrkopf eine Schlaghaube aus Hartholz gelegt.

Ein Rohr kann selten bis auf 100 m vorgetrieben werden, meist sitzt es schon wesentlich früher fest; man setzt dann die Bohrung mit engeren Bohrern fort und schiebt teleskopartig in den ersten Rohrschuß einen engeren zweiten ein. Die Bohrer werden stets um etwa 4 cm enger genommen als das Bohrrohr.

Ist die Bodenuntersuchung vollendet, so werden die Rohre wieder gezogen; hiezu dienen bei kleinen Rohrdurchmessern bzw. geringeren Rohrtiefen Schraubengewinde oder hydraulische Hebezylinder, bei größeren Tiefen hydraulische Pressen, die sich gegen Klemmen an den Rohren stützen.

Sitzt ein Rohr so fest, daß es nicht zu ziehen ist, oder daß die Befürchtung begründet ist, es abzureißen, so kann es an geeigneter Stelle mit einem eigenen Gerät abgeschnitten werden, um wenigstens den über der Schnittstelle liegenden Teil zu retten.

#### **d) Die Untersuchung des Baugrundes mittels physikalischer Messungen**

Für die Beurteilung der Beschaffenheit des Untergrundes sind neben geologischen Überlegungen in erster Linie die Ergebnisse von Schürfungen und Bohrungen maßgebend; diese Aufschlußarbeiten sind aber meist so kostspielig, daß von ihnen nur sehr sparsam Gebrauch gemacht werden kann. Überdies geben Bohrungen nur Aufschluß über die Bodenbeschaffenheit in unmittelbarer Umgebung des Bohrloches und es ist immerhin möglich, daß Änderungen bzw. Störungen der Bodenschichtung auf diese Weise nicht gefunden werden; gerade solche Stellen sind aber für die Gründung eines Bauwerkes von besonderer Bedeutung und so wurden Versuche unternommen, besonders solche Stellen durch andere Arbeiten, physikalische Messungen, festzustellen. Von all den physikalischen Messungen, die ja besonders im Bergbau schon in größerem Umfange angewendet werden, haben in erster Linie die elektrischen Verfahren Bedeutung erlangt; man kann sie in drei Gruppen scheiden, je nach den Strömen, die bei der Messung Anwendung finden und zwar in

1. Messung der natürlichen Erdströme,
2. Messungen mit künstlicher Zufuhr von Wechselstrom in den Untergrund,
3. Messungen mit elektrischen Wellen, die aber für die Baugrunduntersuchung nicht in Betracht kommen.

Die natürlichen Erdströme entstehen bei Verwitterungs- und chemischen Umsetzungsprozessen innerhalb von Erzlagerstätten, durch Variationen des magnetischen Erdfeldes oder werden durch luftelektrische Vorgänge bedingt. Diese Erdströme sind so variabel, daß sie für Zwecke der Bodenuntersuchung für Gründungen nicht geeignet sind.

Anwendbar sind nur die Methoden mit künstlicher Zufuhr von Strom in den Boden; unter ihnen kommen für Baugrunduntersuchungen die sogenannten potentialen Methoden in Betracht, bei denen durch Zuleitung von Wechselstrom zu zwei im Boden vergrabenen Elektroden ein elektrisches Feld erzeugt wird. Die Beschaffenheit dieses elektrischen Feldes, insbesondere die Form der Äquipotentiallinien und der senkrecht zu ihnen verlaufenden Stromlinien hängt von der Leitfähigkeit des

Bodens und deren Verteilung über das untersuchte Feld ab. Bei homogenem Grund ist die Form der Äquipotentiallinien eine vorher bestimmbare; bei ungleicher Leitfähigkeit werden sie von der Regelform abweichen und man kann aus deren Form auf die Störung im Untergrund schließen. Die Äquipotentiallinien werden mittels eines Telephons bestimmt; die eine Leitung des Telephons wird an einen im Boden steckenden Erdspeiß befestigt und die zweite ebenfalls an einem Erdspeiß befestigt, mit dem der Boden so lange abgetastet wird, bis im Telefon kein Geräusch (Summen) zu hören ist. Der zweite Erdspeiß liegt dann auf derselben Äquipotentiallinie wie der erste und durch die Telefonleitung fließt kein Strom. Auf diese Weise werden eine Anzahl von Punkten jeder Äquipotentiallinie festgelegt und in einem Plan angezeichnet.

Als Stromquellen dienen Akkumulatoren mit Summern, als Elektroden werden entweder Punktelektroden oder Linienelektroden verwendet. Für die Untersuchung des Baugrundes sind Linienelektroden zweckmäßiger; man hat dann als Regeläquipotentiallinien zwischen den Elektroden einfach gerade Linien. Man erkennt leicht an den beiden Abb. 253 und 254, daß das Störungsbild bei Linienelektroden bedeutend deutlicher ausfällt. Für die Linienelektroden dienen blanke Metalldrähte,

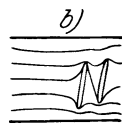
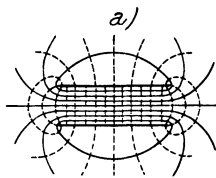


Abb. 253. Potentiallinien bei Linienelektroden; a) ohne, b) mit einer Störung im Untergrund. (Nach H. Ambronn)



Abb. 254. Potentiallinien um Punktelektroden bei einer Störung im Untergrund. (Nach H. Ambronn)

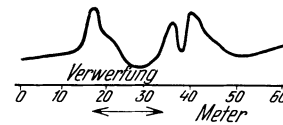


Abb. 255. Änderung der Leitfähigkeit der Luft über einer Verwerfung. (Nach H. Ambronn)

die parallel zu einander in 300 bis 1000 m Entfernung verlegt werden. Die ersten Äquipotentiallinien werden in Entfernungen von 30 bis 100 m gezogen und wo sich eine Störung zeigt, wird dann die Schaar der Linien verdichtet. Unter Umständen kann es zweckmäßig sein, die Untersuchung mit Elektroden zu wiederholen, die um etwa  $90^\circ$  gegen die erste Lage verschwenkt sind. Der Zeitaufwand für die Aufnahme von 2000 bis 5000 m Äquipotentiallinien beträgt etwa einen Tag.

Eine andere physikalische Methode besteht in der Beobachtung der Verteilung der radioaktiven Stoffe über das zu untersuchende Gebiet. Verschiedene Stoffe sind verschieden stark radioaktiv und diese Verschiedenheit macht sich in Änderungen der elektrischen Leitfähigkeit der Luft bemerkbar; sie ist um so leitfähiger, je stärker die Radiumemanation ist. Werden nun längs des zu untersuchenden Baugrundes Linien abgesteckt und längs ihnen die Leitfähigkeit der Luft untersucht, so können auf diese Weise verdächtige Stellen ausfindig gemacht werden, die dann durch Bohrungen näher untersucht werden. Die Änderung der Leitfähigkeit der Luft über einer Verwerfung veranschaulicht die Abb. 255.

#### e) Die Untersuchung des Bodens mittels physiologischer Methoden

Zum Schlusse sei noch eine heute weitverbreitete physiologische Untersuchungsmethode erwähnt, die meist zur Auffindung unterirdischer Wasseradern verwendet wird, das ist die Mutung mit der Wünschelrute. Über den Wert der

Wünschelrute sind die Anschauungen der Fachkreise sehr geteilt; fest steht, daß zahlreichen Fehldeutungen auch sehr beachtenswerte Erfolge gegenüber stehen und daß sich z. B. viele Firmen, die sich mit dem Bau von Wasserleitungen befassen, zum Aufsuchen des Wassers eines Wünschelrutengängers bedienen. Wieso bei Störungen im Untergrunde die Rute in der Hand des Rutengängers ausschlägt, ist heute noch vollkommen ungeklärt. Fest steht nur, daß es Menschen gibt, die so empfindlich sind, solche Störungen vielleicht wegen der verschiedenen Radiumemanation beim Überschreiten einer Störung wahrzunehmen. Das Absuchen mit der Wünschelrute ist weit davon entfernt, als exakte Messung betrachtet zu werden; es wird aber vielfach als wertvolles Hilfsmittel zur Feststellung von Wasser oder Störungen angesehen und sei als solches erwähnt.

Literatur: Ambronn, R.: Die Untersuchung des Untergrundes mittels physikalischer Messungen. Bauingenieur, 1, S. 206. 1920. — Meyer, O.: Elektrische Schürfmethode und ihre Anwendung in Schweden. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver., 67, S. 217. 1925.

### III. Das Verhalten des Bodens unter Lasten

Die Bodenmoleküle werden in ihrer gegenseitigen Lage durch die Kohäsion und durch die Reibung erhalten. Unter dem Einfluß einer Last wird der Boden im allgemeinen deformiert, wobei die Bodenmoleküle sowohl ihre gegenseitige Entfernung als auch ihre gegenseitige Lage ändern. Den Entfernungsänderungen wirkt nun die Kohäsion, den Lagenänderungen die Reibungskräfte im Boden entgegen und die Spannungsfähigkeit eines Bodens ist das Ergebnis des Zusammenwirkens dieser Kräfte.

Jeder Boden wird, ähnlich wie feste Körper, unter einer Last zusammengedrückt; die Böden gehorchen aber nur in einem ganz engen Belastungsbereich dem Hookschen Gesetz. Überschreitet die Last die Proportionalitätsgrenze, so nimmt die Zusammendrückung sehr stark zu und wird bei Überschreitung der Grenzbelastung unendlich, d. h. die Last versinkt rasch.

Wenn ein Boden bei verhinderter Seitenausdehnung belastet und dann wieder entlastet wird, so geht die Bodeneinsenkung (Abb. 256) teilweise wieder zurück; die Deformation verschwindet aber nicht vollständig, weil die zuvor aufgebrachte Last das Porenvolumen verringert hat. Der Rückgang der Deformation mit abnehmender Last erfolgt nach der sogenannten Schwelllinie; wird dann neuerdings belastet und nach und nach die frühere Belastung überschritten, so deformiert sich der Boden anfänglich nach der sogenannten Schrumpflinie und nach Überschreitung der zuerst aufgebrachten Last erfolgt die Senkung weiter ebenso, wie wenn ohne Belastungsunterbrechung über die frühere Last hinaus belastet worden wäre. Das gilt ohne weiteres für Sande; für bindige Boden aber nur bei sehr geringen Belastungsgeschwindigkeiten.

Versuche von K. Terzaghi haben ergeben, daß die Schwelllinien, die sich bei einem Versuch ergeben, alle parallel liegen. Wird auf der Abszissenachse die Last, auf der Ordinatenachse aber statt der Senkung die Porenziffer  $\varepsilon$  (vgl. S. 191), die sich ja mit der Belastung ändert, aufgetragen, so erhält man ein dem Drucksenkungs-

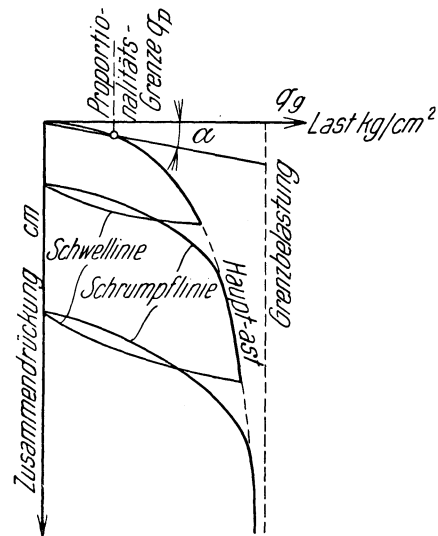


Abb. 256. Last-Senkungsdiagramm körnigen Bodens. (Nach K. Terzaghi)

diagramm ähnliches Bild; die Schwellkurven dieser Druck-Porenzifferdiagramme haben nahezu die Gestalt einer logarithmischen Linie mit der Gleichung

$$(421) \quad \varepsilon = -\frac{1}{A} \log \text{nat} (p_s + p_i) + c$$

in der  $p_s$  die Einheitslast in  $\text{kg/cm}^2$  und  $\frac{1}{A}$ ,  $p_i$  und  $c$  Konstanten des Bodens sind.

Der Hauptast des Druck-Porenzifferdiagrammes läßt sich mit guter Annäherung durch die Beziehung

$$(422) \quad \varepsilon = -a \log \text{nat} (p_s + p_c) - \beta (p_s + p_c) + c$$

darstellen;  $a$ ,  $\beta$  und  $c$  sind Konstanten der Bodensorte.  $p_c$  hängt bei bindigen Böden vom Wassergehalt und bei Sanden von der Dichte der Lagerung vor Beginn der Belastung ab.

Im Druck-Senkungsdiagramm eines festen Körpers, der streng dem Hookschen Gesetz gehorcht, würde eine durch den Koordinatenursprung gehende Gerade die Beziehung zwischen Last und Senkung angeben. Jede Abweichung von der Geraden bedeutet ein Abweichen vom Hookschen Gesetz und deutet an, daß bleibende Formänderungen bestehen und mithin auch bleibende Strukturänderungen. Bei Strukturänderungen müssen die an den Berührungsflächen der Körner wirksamen Reibungswiderstände überwunden werden, wobei Arbeit in Wärme verwandelt wird; ein Maß für diese Arbeit ist der Flächeninhalt der Hysteresisschleifen.

Auch im Last-Senkungsdiagramm der Böden kann innerhalb eines gewissen Lastbereiches die zu jeder Last gehörige Senkung durch eine durch den Koordinatenursprung gehende Gerade dargestellt werden; dort, wo die Senkungen größer werden, als sie dieser Geraden entsprechen, liegt die Proportionalitätsgrenze  $q_p$  und die Grenzbelastung  $q_s$ , bei der die Last versinkt, also die Lastfläche gleichsam ein Loch in den Boden stanzt, entspricht der Fließgrenze.

Bei der Betrachtung der Tragfähigkeit bei ungehinderter Seitenausdehnung müssen nach K. Terzaghi die Böden in körnige und in bindige geschieden werden; bei den körnigen Böden hängt nämlich die Tragfähigkeit nur von der Beschaffenheit der Körner und der relativen Dichte des Materiales ab, während bei den bindigen auch noch die Oberflächenspannung des in den Poren eingeschlossenen Wassers eine Rolle spielt.

Wird auf die Oberfläche fest gelagerten Sandbodens bei ungehinderter Seitenausdehnung eine Last aufgebracht und allmählich gesteigert, so führt die Belastung schließlich zu einer plötzlich einsetzenden, ruckartigen Senkung der Last; diese ruckartige Senkung deutet auf die Bildung von Gleitflächen im Boden hin. Wird hingegen eine Belastung auf Sandboden, der äußerst locker gelagert ist, langsam gesteigert, so unterbleibt die ruckartige Senkung und ebenso unterbleibt sie auch, wenn die Last erst in größerer Gründungstiefe auf den Boden wirkt; in diesen Fällen sinkt die Last stetig ein. Ruckartige und stetige Senkung sind zwei grundsätzlich verschiedene Arten der Folgen von Überschreitungen des Grenzwertes der Tragfähigkeit des Bodens. Bei der ruckartigen Setzung bilden sich Gleitflächen, nach denen der Sand unter der Last seit- und aufwärts ausweicht; diese Art wird Senkung durch Auftrieb genannt. Bei der stetigen Setzung wird kein Boden seitlich verdrängt und die Senkung erfolgt infolge Verdichtung des Bodens. Mit zunehmender Gründungstiefe tritt die Senkung durch Auftrieb immer mehr zurück und die Gründungstiefe, bei der keine ruckartigen Setzungen mehr vorkommen, wird als kritische Gründungstiefe bezeichnet. Bei den gebräuchlichen Flachgründungen ist die Gründungstiefe in der Regel kleiner als die kritische.

Infolge der Mannigfaltigkeit der Erscheinungen, in denen sich die Überschreitung der Tragfähigkeit des Bodens äußert, ist der Ausdruck „Tragfähigkeit“ nicht eindeutig. Das Verhalten des Sandes unter Lasten wird eindeutig nur durch die Angabe der Proportionalitätsgrenze, der Grenzbelastung und der Bettungsziffer gekennzeichnet. Für mäßige Belastungen läßt sich auch bei unbehinderter Seitenausdehnung der Anfang des Hauptastes der Last-Senkungslinie wieder hinreichend genau durch eine Gerade ersetzen, durch die die Bettungsziffer festgelegt ist. Bedeutet  $q$  die Einheitslast in  $\text{kg/cm}^2$  und  $s$  die zugehörige Senkung in Zentimetern, so wird der Quotient

$$b = \frac{q}{s} \tag{423}$$

als Bettungsziffer bezeichnet. Die früher erwähnte Ersatzgerade gibt genügend genau bis zur Proportionalitätsgrenze  $q_p$  den Zusammenhang zwischen Last und Senkung an. Bei kreisrunder Lastfläche und dichtgelagertem Sand ist die Last an der Proportionalitätsgrenze etwa gleich der halben Grenzbelastung. Die zuzulassende Bodenbelastung muß stets kleiner sein als  $q_p$ .

Für gewachsenen Sandboden und Grundkörper gedrungenen Grundrisses liegt die Bettungsziffer  $b$  nach K. Terzaghi etwa zwischen den Grenzen 2,0 und 12,5; bei streifenförmigem Grundriß liegen die Werte etwas niedriger.

Die bisher bekanntgewordenen Theorien liefern keine sehr zuverlässigen Anhaltspunkte für die Berechnung der Tragfähigkeit von Sandschüttungen, weil sie

die Bildung des Tragkegels unter der Last nicht berücksichtigen. Wird ein örtlich

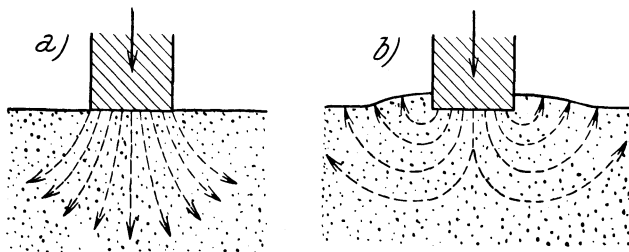


Abb. 257. Bewegung körnigen Bodens bei Senkung des Grundkörpers, a) bei loser, b) bei fester Lagerung. (Nach K. Terzaghi)

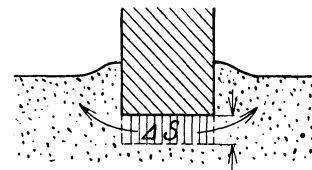


Abb. 258

begrenzter Teil der Oberfläche einer festgelagerten Sandschüttung (Abb. 258) belastet, so bewirkt die Last zunächst eine Ab- und Auswärtsbewegung der unter der Lastfläche gelegenen Körner. Der Flächeninhalt der Lastfläche sei  $F$  und die durch eine Zunahme der Einheitslast  $q$  um  $\Delta q$  hervorgerufene Senkung sei  $\Delta s$ . Wird nun die unterhalb der Lastfläche befindliche Sandsäule durch eine Zylinderfläche abgegrenzt, die den Umfang der Lastfläche zur Leitlinie und die Lotrechte zur Erzeugenden hat und bezeichnet man den Rauminhalt der Sandmenge, die unter dem Einfluß der Zusatzbelastung  $\Delta q$  aus dem Zylinderbereich austritt, mit  $\Delta S$ , so ist  $\Delta S$  bei mäßiger Belastung wesentlich kleiner als  $F \cdot \Delta s$ , d. h. die Zunahme der Setzung wird hauptsächlich durch die Zusammenpressung der unterhalb der Lastfläche befindlichen Sandmassen hervorgerufen. Die Setzung an sich stellt den Gesamteffekt von Kornbewegungen dar, von denen die meisten und ausgiebigsten lotrecht nach abwärts gerichtet sind.

Nähert sich bei zunehmender Belastung die Last  $q$  dem Grenzwert  $q_g$ , so wird von der Lastfläche gewissermaßen ein Loch in den Boden gestanzt, wobei der verdrängte Boden hauptsächlich wagrecht ausweicht, so, daß in diesem Falle

$$\Delta S = F \Delta s \tag{424}$$

ist. Diese Beziehung kann als Kriterium der Grenzbelastung angesehen werden.

Bei mässigen Belastungen ( $q < q_g$ ) bewirkt die Aufbringung einer Zusatzlast  $\Delta q$  zunächst eine Zunahme des vom unmittelbar belasteten Sandkern auf die ihn ringförmig umgebenden Sandmassen ausgeübten Seitendruckes. Überschreitet dieser Seitendruck den passiven Erddruck des Ringes, bevor noch das früher erwähnte Kriterium eingetreten ist, so bildet sich im Ringbereiche eine schräg nach oben und außen gerichtete Gleitfläche und die Last senkt sich mit einem Ruck. Der seitwärts gepreßte Boden gleitet längs der Gleitfläche nach oben (Abb. 258) und das Kriterium  $\Delta S = F \Delta s$  wird durch die spontan auftretende Bodenbewegung erfüllt. In äußerst locker gelagertem Sand wird die Grenzbelastung wegen der bedeutenden Verdichtungsfähigkeit des Sandes schon erreicht, bevor noch der passive Erddruck im Ring überschritten ist; die ruckartige Setzung unterbleibt. Die Senkung tritt bei Sanden in der Regel sofort nach dem Aufbringen der Last ein und erfährt nachträglich nur unwesentliche Vergrößerungen.

Bei bindigen Böden rührt die Senkung, die eine auf einer ebenen Fläche aufgebraachte Last erfährt, zum Teil von Gestaltsänderungen der Bodenteilchen, zum Teil von einer Verringerung des Rauminhaltes der Bodenporen her. Da infolge der Kapillarität bei bindigen Böden die Poren stets mit Wasser gefüllt sind, muß bei der Verringerung des Porenraumes Wasser entweichen; wegen der äußerst geringen Wasserdurchlässigkeit geht das Entweichen des Porenwassers aber nur sehr langsam vor sich, so daß im Gegensatz zu den Sanden bei den bindigen Böden die endgültige Senkung erst nach geraumer Zeit erreicht wird. Je rascher die Belastung gesteigert wird, desto geringer ist die anfängliche Senkung und desto größer jene, die im Laufe der Zeit eintritt. Für bindige Böden hat das Last-Senkungsdiagramm bei rascher Belastungssteigerung etwa die in der Abb. 259 voll ausgezogene Form, wenn keine Belastungszyklen eingeschaltet werden. Aus einem solchen Last-Senkungsdiagramm kann in der angedeuteten

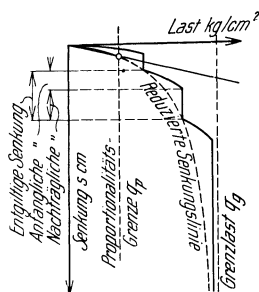


Abb. 259. Last-Senkungsdiagramm bei bindigem Boden.  
(Nach K. Terzaghi)

Weise die (strichlierte) reduzierte Senkungslinie abgeleitet werden; diese würde beim Versuch entstehen, wenn die Belastungsgeschwindigkeit sehr klein gewählt würde. Ähnlich wie bei den Sanden, kann auch bei bindigen Böden der Beginn der reduzierten Senkungslinie genügend genau durch eine Gerade ersetzt werden; dort, wo die reduzierte Senkungslinie von dieser Geraden stark abzuweichen beginnt, liegt die Proportionalitätsgrenze, die niedriger als bei Sanden, bei etwa einem Viertel der Grenzbelastung  $q_g$  liegt.



Abb. 260. Schwindrisse in den Schlammablagerungen des Langmannweiher der Teigtischwerke

Bei Sanden ist die kritische Tiefe von der Belastungsgeschwindigkeit unabhängig; bei bindigen Böden hängt sie wesentlich von der Belastungsgeschwindigkeit ab. Je rascher die Belastung gesteigert wird, desto größer wird die kritische Tiefe und wenn die Last plötzlich in voller Größe aufgebracht wird, liegt sie unendlich tief. Der bindige Boden verhält sich dann im wesentlichen wie eine

plastische, unzusammendrückbare Masse, da das Porenwasser ja nur ganz langsam entweichen kann und die versinkende Last treibt den Boden seitwärts aus, es erfolgt Senkung nur durch Auftrieb.

Das Wasser spielt aber noch eine zweite wichtige Rolle bei der Belastung bindiger, also tonreicher Böden. Es ist eine bekannte Tatsache, daß tonreiche Böden, wenn sie an der Luft austrocknen, ihr Volumen verkleinern, schwinden. Dieses Schwinden

kann nur auf Kosten des Porenvolumens gehen. Die gleiche Verringerung des Porenvolumens kann statt durch Austrocknung auch durch eine entsprechende Belastung des Bodens erreicht werden; dieser Druck auf die Flächeneinheit sei  $p_s$ . K. Terzaghi hat nun durch Versuche nachgewiesen, daß der Quotient  $\frac{E}{p_s}$  (Elastizitätsmodul:  $p_s$ ) eine Konstante jeder Bodenart ist. Das Schrumpfen der bindigen Böden ist nur durch die Wirksamkeit einer Kraft zu erklären und da das Schrumpfen sofort aufhört, wenn der Boden überflutet wird, wenn also die Oberflächenspannung des Wassers ausgeschaltet wird, so nimmt Terzaghi an, daß die Oberflächenspannung des Wassers das Schrumpfen bewirkt. Im Sinne dieser Auffassung muß das Höchstmaß der Verdichtung bei Lufttrocknung eines bindigen Bodens unter sonst gleichen Umständen von der Oberflächenspannung der Flüssigkeit abhängen, mit der der bindige Boden angefeuchtet ist. Tatsächlich beobachtete Terzaghi, daß ein mit Wasser (Oberflächenspannung 75 Dyn/cm) angemachter Ton durch Lufttrocknung auf ein Porenverhältnis  $\varepsilon = 0,482$  bis 0,526 je nach dem Anfangswassergehalt, ein mit 90%igem Alkohol (Oberflächenspannung 23 Dyn/cm) angemachter Ton sich dagegen bloß auf  $\varepsilon = 0,798$  verdichtete. Terzaghi schätzt den Druck, der eine der Oberflächenspannungswirkung des Wassers gleichwertige Verdichtung des Bodens hervorbringt, auf mindestens 30 bis 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Wird ein plastischer oder halbfester tonhaltiger Boden mit Wasser überflutet, so wird die Oberflächenspannung des Kapillarwassers sofort ausgeschaltet und das Porenvolumen vergrößert sich bis auf jenes Maß, das dem auflastenden Druck entspricht. Die Bodenmasse dehnt sich aus und saugt Wasser auf. Wegen der geringen Durchlässigkeit bindiger Böden erfolgt aber die Zusickerung des für die Porenausfüllung nötigen Wassers ins Innere nur sehr langsam, so daß die Schwellung bindiger Böden ebenso wie das Schrumpfen längere Zeit erfordert. Eine Last, die auf einen trockenen, tonhaltigen Boden ruht, wird demnach, wenn der Boden überflutet ist, Bewegungen vollführen, sich heben. Eine Überflutung tonhaltigen Bodens muß daher in der Umgebung von Grundkörpern unbedingt verhindert werden.

Die Druckverteilung in einer unbegrenzten Sandschüttung, auf deren Oberfläche eine Einzellast wirkt, erfolgt, wie Versuche von O. Strohschneider erwiesen haben, ähnlich wie in einem elastischen Körper. Der Grund, warum sich Sandschüttungen nicht genau wie elastische Körper verhalten, liegt darin, daß die Dichte solcher Schüttungen mit der Tiefe zunimmt, da die darüberliegenden Schichten die tieferen Teile der Schüttung belasten; solche Schüttungen sind also nicht homogen und es bildet sich überdies in ihnen ein Tragkörper aus, eine Erscheinung, die bei elastischen Körpern unbekannt ist.

K. Terzaghi hat den Spannungszustand untersucht, den ein Belastungskörper von der Breite  $2b$  in einer Sandschüttung hervorruft. Die Sandschüttung wird hiebei vorläufig als gewichtslos und als homogen angesehen. Nach den Versuchen von O. Strohschneider liegt die lineare Hauptspannung, die von einer Einzellast  $q \, d \, x \, d \, y$  in einem Punkte  $P$  der Schüttung hervorgerufen wird, in der Richtung des Fahrstrahles vom Angriffspunkte der als Einzellast angesehenen Belastung  $q \, d \, x \, d \, y$  nach dem Punkt  $P$  und hat die Größe

$$(425) \quad d p_{r1} = \frac{3}{2} \frac{q \, d \, x \, d \, y}{\pi} \cdot \frac{\cos \psi_1}{r_1^2}$$

die Bedeutung der einzelnen Größen kann ohneweiters der Abb. 261 entnommen werden. Das Achsensystem, auf das die Koordinaten bezogen werden, wird derart festgelegt, daß die nach unten gerichtete  $z$ -Achse durch den Punkt  $P$  geht und die  $y$ -Achse senkrecht zur Zeichenebene steht.

Denkt man sich nun im selben Punkte  $P$  ein anderes Flächenelement, das senkrecht zum

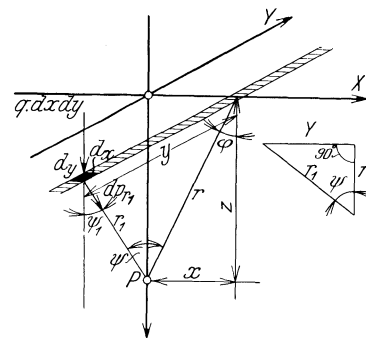


Abb. 261



Fahrstrahl  $r$  steht, so bewirkt die früher erwähnte Einzellast  $q \, dx \, dy$  auf diesem Flächenelement eine Normalspannung<sup>1</sup>

$$(426) \quad d p_r = d p_{r1} \cos^2 \psi = \frac{3}{2} \frac{q}{\pi} dx dy \frac{\cos \psi_1}{r_1^2} \cos^2 \psi$$

und die Gesamtlast am Streifen von der Breite  $dx$  und der Länge von  $-\infty$  bis  $+\infty$  ruft auf dem zu  $r$  senkrecht stehenden Flächenelement die Normalspannung

$$(427) \quad \Delta p_r = \int_{-\infty}^{+\infty} d p_r = 3 \frac{q}{\pi} dx \int_0^{\infty} \frac{\cos \psi_1 \cos^2 \psi}{r_1^2} dy$$

hervor. Da nun (Abb. 262)

$$(428) \quad r_1 = \frac{r}{\cos \psi}$$

und

$$(429) \quad \cos \psi_1 = \frac{z}{r_1} = \frac{z \cos \psi}{r}$$

ist, so hat man weiter

$$(430) \quad \Delta p_r = 3 \frac{q}{\pi} dx \int_0^{\infty} \frac{z \cos \psi \cos^2 \psi}{\frac{r}{\cos^2 \psi}} dy = 3 \frac{q}{\pi} dx \frac{z}{r^3} \int_0^{\infty} \cos^5 \psi dy$$

Nun ist

$$(431) \quad y = r \operatorname{tg} \psi$$

und

$$(432) \quad dy = \frac{r}{\cos^2 \psi} d\psi$$

und daher

$$(433) \quad \begin{aligned} \Delta p_r &= 3 \frac{q}{\pi} dx \frac{z}{r^2} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3 \psi d\psi = \frac{3q}{\pi} dx \frac{z}{r^2} \left[ \frac{1}{3} \sin \psi \cos^2 \psi + \frac{2}{3} \sin \psi \right] = \\ &= 2 \frac{q}{\pi} \frac{z}{r^2} dx = 0,638 q \frac{z}{r^2} dx \end{aligned}$$

Die beiden anderen Hauptspannungen sind gleich Null. Die Richtung der Hauptspannung

$\Delta p_r$  bildet mit der Lotrechten den Winkel  $\varphi$  (sie liegt ja in der Richtung des Fahrstrahles  $r$ ) und es betragen daher die Spannungskomponenten

$$(434) \quad d\sigma_z = \Delta p_r \cos^2 \varphi$$

$$(435) \quad d\sigma_x = \Delta p_r \sin^2 \varphi$$

$$(436) \quad d\tau = \Delta p_r \sin \varphi \cos \varphi$$

und wenn für  $\Delta p_r$  der früher hergeleitete

Ausdruck eingesetzt wird, erhält man

$$(437) \quad d\sigma_z = 0,638 q \frac{z}{r^2} dx \cos^2 \varphi$$

und weiter, weil

$$(438) \quad \frac{z}{r} = \cos \varphi$$

ist,

$$(439) \quad d\sigma_z = 0,638 q \frac{1}{z} \cos^4 \varphi dx$$

<sup>1</sup> Die Gleichung folgt aus der Betrachtung der Spannungen an einem Prisma mit Dreiecksquerschnitt; dort gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 262

$$d p_r d F_r = d p_{r1} d F_{r1} \cos \psi + \dots$$

oder

$$d p_r d F_r = d p_{r1} d F_r \cos^2 \psi + \dots$$

oder weiter

$$d p_r = d p_{r1} \cos^2 \psi + \dots$$

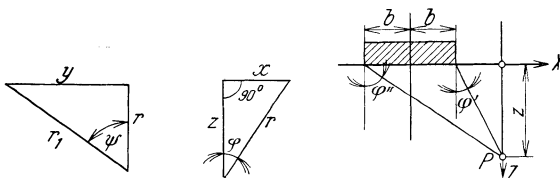


Abb. 262

Abb. 263

Abb. 264

Da nun

$$x = z \operatorname{tg} \varphi \tag{440}$$

und

$$d x = \frac{z}{\cos^2 \varphi} d \varphi \tag{441}$$

ist, so hat man schließlich

$$\sigma_z = 0,638 q \int_{\varphi'}^{\varphi''} \cos^2 \varphi d \varphi \tag{442}$$

wobei  $\varphi'$  und  $\varphi''$  die Winkel bezeichnen, die der Fahrstrahl  $r$  in der Ebene  $z x$  nach den Grenzen des Belastungsstreifens mit der Lotrechten einschließt.

Es ist nun weiter

$$\sigma_z = 0,638 \frac{q}{2} [\sin \varphi \cos \varphi + \varphi]_{\varphi'}^{\varphi''} = 0,319 q [\sin \varphi \cos \varphi + \varphi]_{\varphi'}^{\varphi''} \tag{443}$$

Ähnlich ergibt sich

$$\sigma_x = - 0,319 q [- \sin \varphi \cos \varphi + \varphi]_{\varphi'}^{\varphi''} \tag{444}$$

und

$$\tau_z = - \tau_x = 0,160 q [\cos 2 \varphi]_{\varphi'}^{\varphi''} \tag{445}$$

Keine der Formeln enthält die Breite des Belastungsstreifens und die Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  und  $\tau$  sind nur Funktionen der Einheitslast und der Winkel  $\varphi'$  und  $\varphi''$ . Für die Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  und  $\tau$  kann man auch schreiben

$$\sigma_z = a_z q \tag{446}$$

$$\sigma_x = a_x q \tag{447}$$

$$\tau = a_\tau q \tag{448}$$

wo  $a_z$ ,  $a_x$  und  $a_\tau$  nur von den Winkeln, also von der Lage abhängig sind.

Tabelle 37. Beiwerte zu den Gleichungen (446), (447), (448), (455) und (456)  
(Nach K. Terzaghi)

Lotrechte Reihe	Wagrechte Reihe	Bezeichnung der Punkte	$a_z$	$a_x$	$a_\tau$	$a_I$	$a_{II}$	$\eta$
1	0	$P_{10}$	0,931	0,000	0,000	0,931	0,000	0
	1	$P_{11}$	0,875	0,202	0,138	0,900	0,176	11° 10
	2	$P_{12}$	0,481	0,332	0,320	0,736	0,078	38° 30
	3	$P_{13}$	0,083	0,279	0,148	0,359	0,003	61° 40
	4	$P_{14}$	0,017	0,168	0,055	0,283	0,097	72° 0
2	0	$P_{20}$	0,799	0,000	0,000	0,799	0,000	0
	1	$P_{21}$	0,715	0,138	0,156	0,755	0,099	14° 20
	2	$P_{22}$	0,466	0,211	0,256	0,675	0,103	31° 40
	3	$P_{23}$	0,205	0,240	0,211	0,491	0,045	47° 20
	4	$P_{24}$	0,075	0,202	0,218	0,332	0,046	58° 10
3	0	$P_{30}$	0,658	0,000	0,000	0,658	0,000	0
	1	$P_{31}$	0,597	0,082	0,116	0,676	0,102	13° 0
	2	$P_{32}$	0,439	0,130	0,204	0,538	0,028	26° 30
	3	$P_{33}$	0,259	0,169	0,201	0,429	0,051	38° 40
	4	$P_{34}$	0,139	0,176	0,156	0,319	0,005	48° 30
4	0	$P_{40}$	0,537	0,000	—	—	—	—
	1	$P_{41}$	0,500	0,045	—	—	—	—
	2	$P_{42}$	0,400	0,082	—	—	—	—
	3	$P_{43}$	—	—	—	—	—	—
	4	$P_{44}$	—	—	—	—	—	—

Entwirft man das von der Breite des Belastungsstreifens unabhängige Punktsystem wie es in der Abb. 265 dargestellt ist, so ist die Lage jedes Punktes  $P$  durch die zwei Winkel  $\varphi'$  und  $\varphi''$  in bezug auf den Belastungsstreifen festgelegt und man kann für jeden Punkt die Werte  $\alpha_z$ ,  $\alpha_x$

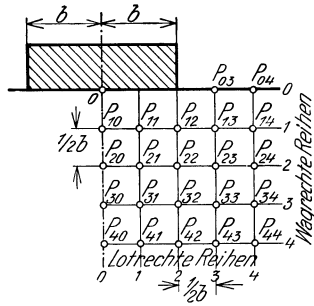


Abb. 265. Punktsystem unter einem Laststreifen

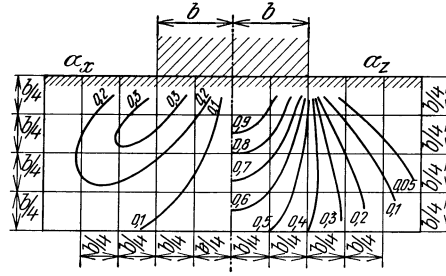


Abb. 266. Spannungen unter einem Laststreifen in v. H. der spezifischen Last

und  $\alpha_x$  berechnen. Für das obige Punktsystem sind in der Tabelle 37 (siehe S. 207) eine Reihe solcher Werte ausgerechnet, die einen guten Überblick über die Beanspruchung der Flächeneinheit im Boden an verschiedenen Stellen unter der Last gewähren. In der Abb. 266 sind überdies die  $\alpha_z$  und die  $\alpha_x$  noch graphisch aufgetragen.

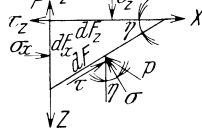


Abb. 267

Für jeden Punkt der Sandschüttung sind nun die Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  und  $\tau$  bekannt; man kann jetzt auch die Richtung der Hauptspannungen und ihre Größe berechnen. Man denkt sich zu diesem Zwecke in dem betrachteten Punkte  $P$  wieder ein kleines Prisma von dreieckigem Querschnitt, an dem, wie es in der Abb. 267 ersichtlich ist, die Spannungen  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  und  $\tau$  angreifen und die Aufgabe besteht nun darin, einen solchen Winkel  $\eta$  zu suchen, daß  $\sigma$  zur Hauptspannung wird. Wenn  $\sigma$  Hauptspannung ist, dann muß  $\tau = 0$  sein und man hat dann die bekannten Beziehungen

$$(449) \quad \sigma dF - \sigma_z dF_z \cos \eta - \sigma_x dF_x \sin \eta + \tau_z dF_x \cos \eta + \tau_z dF_z \sin \eta = 0$$

oder

$$(450) \quad \sigma - \sigma_z \cos^2 \eta - \sigma_x \sin^2 \eta + \tau_z (\sin \eta \cos \eta + \cos \eta \sin \eta) = 0$$

und

$$(451) \quad \sigma = \sigma_z \cos^2 \eta + \sigma_x \sin^2 \eta - 2 \tau_z (\sin \eta \cos \eta)$$

und ähnlich

$$(452) \quad \tau = \cos \eta \sin \eta (\sigma_x - \sigma_z) + \tau_z (\cos^2 \eta - \sin^2 \eta)$$

Da nun für das  $\eta$  der Hauptspannung  $\tau = 0$  sein soll, so hat man

$$(453) \quad 0 = \cos \eta \sin \eta (\sigma_x - \sigma_z) + \tau_z (\cos^2 \eta - \sin^2 \eta)$$

und nach Division durch  $\cos^2 \eta$

$$(454) \quad \operatorname{tg} \eta (\sigma_x - \sigma_z) + \tau_z (1 - \operatorname{tg}^2 \eta) = 0$$

oder

$$(455) \quad \operatorname{tg}^2 \eta - \frac{\sigma_x - \sigma_z}{\tau_z} \operatorname{tg} \eta - 1 = 0$$

Aus dieser Gleichung erhält man zwei Winkel  $\eta$ , die um  $90^\circ$  verschieden sind und die die Lage der beiden Hauptspannungsebenen angeben.

Für die Hauptspannungen kann man auch schreiben

$$(456) \quad \sigma_I = \alpha_I q \quad \text{und} \quad \sigma_{II} = \alpha_{II} q$$

wobei  $\alpha_I$  und  $\alpha_{II}$  nur von der Lage des Punktes abhängig sind. Werte für  $\eta$ ,  $\alpha_I$  und  $\alpha_{II}$  sind ebenfalls in der Tabelle 37 eingetragen.

Für die lotrechten Spannungen  $\sigma_z$  in verschiedenen Tiefen im Boden, in der Achsenrichtung eines kreisrunden Grundkörpers ergibt eine ähnliche Rechnung mit den Bezeichnungen der Abb. 268 den Ausdruck

$$(457) \quad \sigma_z = q \left[ 1 - \left( \frac{z}{\sqrt{R^2 + z^2}} \right)^3 \right] = \alpha q$$

und unmittelbare Messungen haben die in der Abb. 269 dargestellte Spannungsverteilung einschließlich der durch die Überlagerungen hervorgerufenen im Boden ergeben.

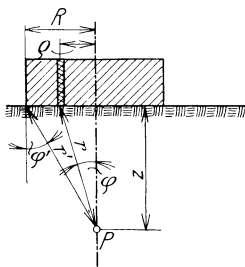


Abb. 268. Spannungen unter einem kreisrunden Grundkörper

Tabelle 38. Beiwert der Gleichung (457)

$z =$	$1/4 R$	$1/2 R$	$3/4 R$	$R$
$a =$	0,99	0,91	0,78	0,65
$z =$	$1,25 R$	$1,50 R$	$1,75 R$	$2,0 R$
$a =$	0,52	0,42	0,35	0,28
$z =$	$3,0 R$	$4,0 R$	$5,0 R$	$6,0 R$
$a =$	0,15	0,09	0,06	0,04

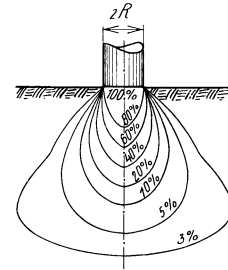


Abb. 269. Gemessene Spannungsverteilung unter einem kreisrunden Grundkörper

Nachdem die Schüttung nicht gewichtslos ist, wie es bisher angenommen war, so kommen in jedem Punkte  $P$  zu den eben berechneten Spannungen noch die durch die Überlagerung hervorgerufenen Spannungen  $p$  und  $h$  hinzu.

Bedeutet  $z$  die Tiefenlage des Punktes  $P$  unter der Oberfläche der Schüttung und  $\gamma_e$  das Eigengewicht derselben, so beträgt, wie bei Flüssigkeiten

$$p = \gamma_e z \tag{458}$$

und die Seitendruckspannung beträgt nach Versuchen von K. Terzaghi

$$h = \zeta_0 \gamma_e z \tag{459}$$

wobei  $\zeta_0$  die Ziffer des Ruhedruckes bedeutet und nach seinen Versuchen z. B.

- bei pulverisiertem Quarz . . . . . = 0,42
- bei Ton . . . . . = 0,70 bis 0,75

war. Daß für die  $\zeta_0$  keine weiteren Werte bekannt sind, ist belanglos, da es bei der Untersuchung der Druckverteilung in Schüttungen für die Zwecke der Gründungen in der Regel nur auf die lotrechten Komponenten ankommen wird.

Der Fall, daß der Belastungsstreifen auf der Oberfläche des Sandkörpers lagert, wird bei Gründungen ein Ausnahmefall sein. Liegt die Lastfläche in der Tiefe  $h$  unter der Oberfläche, so verfährt man nach Terzaghi so, daß man sich die Oberfläche in die Höhe der Lastfläche um  $h$  herabgeschoben denkt, gleichzeitig die Einheitsbelastung um  $\gamma_e h$  verringert und nun mit der neuen Einheitslast  $q - \gamma_e h$  unter Zuhilfenahme der früher abgeleiteten Formeln die Spannungen berechnet. Diese werden schließlich mit den der Gründungstiefe  $h$  entsprechenden Spannungen  $p$  und  $h$  zusammengesetzt.

Im unmittelbaren Bereich unter der Lastfläche hat die ganze Berechnung keine Gültigkeit und obendrein wird die Spannungsverteilung in diesem Bereich auch noch vom Grade der Steifigkeit der belastenden Grundkörper beeinflusst. Diese Abweichungen sind aber ohne weiteren Belang.

In lockeren Sandschüttungen hat die örtliche Belastung Setzungserscheinungen zur Folge, durch die Teile der unter der Last liegenden Schüttung verdichtet werden und die Schüttung verliert die Homogenität. Es sondert sich in der Schüttung ein verdichteter Tragkörper von der übrigen Masse ab, der auf den locker verbliebenen Rest keine Drücke ausübt. Der Böschungswinkel dieses Tragkörpers wird um so flacher, je stärker die Schüttung verdichtet ist, er verflacht sich demnach mit der Tiefe; an der Bodenoberfläche beträgt der Böschungswinkel etwa 30 bis 40° und wird in größerer Tiefe Null. Von einer gewissen Tiefe ab, O. Strohschneider schätzt sie auf Grund seiner Versuche auf 1 m, herrscht eine Druckverteilung, die jener in elastischen Körpern sehr nahe kommt.

Bei der Betrachtung des Druckes in der Berührungsfläche zwischen Last und Boden muß zwischen starren und nachgiebigen Grundkörpern unterschieden werden. Für starre Grundkörper, also etwa Grundkörperklötze aus Beton, ebenso wie für elastische, also solche, die sich unter der Einwirkung von Last und Gegendruck deformieren, gilt heute durch Versuche als erwiesen, daß von einer

gleichmäßigen Verteilung des Gegendruckes des Bodens über die Lastfläche keine Rede sein kann. Genaues kann über die Verteilung des Gegendruckes derzeit noch nicht gesagt werden, das Verteilungsgesetz ist noch nicht bekannt; die Verteilung des Gegendruckes hängt bedeutend von den physikalischen Eigenschaften des Bodens ab.

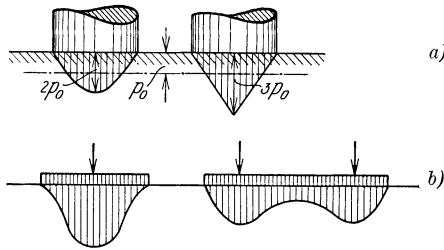


Abb. 270. Druckverteilung unter Grundkörpern  
a) unter kreisrunden starren, b) unter elastischen.  
(Nach F. Kögler)

Ist der Gründungskörper vollkommen starr, so ist der Gegendruck des Bodens nach F. Kögler bei kreisrunder Lastfläche nach einer Linie verteilt, die etwa zwischen den beiden in der Abb. 270 oben dargestellten verläuft. Der Gegendruck am Rand des Gründungskörpers ist in beiden Fällen gleich Null. Bei nachgiebigen Gründungskörpern ist die Laststellung auf dem Fundamentkörper für die Verteilung des Gegendruckes von

Belang. Die nebenstehende Abb. 270 unten erläutert die Verteilung des Gegendruckes bei diesen zwei Belastungsfällen; auch hier ist der Gegendruck am Rand gleich Null. Wenn trotzdem mit gleichmäßiger Druckverteilung vorläufig weiter gerechnet wird, so erfolgt die Bemessung der Grundkörper zwar unter sehr ungünstigen Voraussetzungen, aber sicher.

Eine besondere Betrachtung ist schließlich noch erforderlich, wenn der Boden, der einen Grundkörper tragen soll, überdies noch einseitig dem Wasserdruck ausgesetzt ist. Strömt Grundwasser in einer homogenen Sandmasse von der Durchlässigkeit  $k$  lotrecht auf, so gilt, so lange die Bewegung laminar ist, das Darcysche Gesetz, nach dem die Filtergeschwindigkeit

$$(460) \quad u = \frac{Q}{F} = kJ$$

ist, wobei  $Q$  den Durchfluß,  $F$  die Filterfläche und  $J$  das Grundwassergefälle bedeutet, für das auch

$$(461) \quad J = \frac{h}{l}$$

geschrieben werden kann, wobei  $h$  den Druckverlust auf der Strecke  $l$  bezeichnet. In der Fläche  $AB$  der Abb. 271 ist demnach der Wasserdruck um  $h$  größer als in der Fläche  $CD$  und auf den Sandkörper  $ABCD$  wirkt daher ein lotrecht aufwärts gerichteter Druck

$$(462) \quad P = \gamma h F = \gamma J l F$$

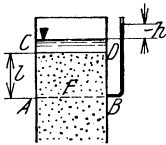


Abb. 271

Beträgt das Porenvolumen des Sandes  $n$ , das Eigengewicht des trockenen Sandkornmaterials (fest gemessen)  $\gamma'$ , so beträgt das Eigengewicht des Sandes im Wasser

$$(463) \quad \gamma_1 = (1 - n) (\gamma' - \gamma)$$

und das Unterwassergewicht des Sandkörpers  $ABCD$  ist

$$(464) \quad G = F l (1 - n) (\gamma' - \gamma)$$

Je rascher das Wasser aufwärts strömt, desto größer wird  $J$  und gleichzeitig der lotrecht aufwärts gerichtete Druck  $P$ . Beim kritischen Gefälle  $J_{krit}$  wird  $P$  gleich dem Unterwassergewicht  $G$  des über der Fläche  $AB$  lagernden Sandes. Die Schwerkraft ist beim kritischen Gefälle  $J_{krit}$  aufgehoben und es gilt demnach bei diesem Gefälle

$$(465) \quad \gamma J_{krit} l F = F l (1 - n) (\gamma' - \gamma)$$

woraus

$$J_{\text{krit}} = \frac{(1-n)(\gamma' - \gamma)}{\gamma} \quad (466)$$

folgt.

Das Porenvolumen festgelagerten Sandes liegt zwischen 0,4 und 0,3 und beträgt im Mittel 0,35 und das Eigengewicht des Sandkornmaterials ist im Mittel  $\gamma' = 2,65$ . Mit diesen Zahlenwerten ergibt sich für das kritische Gefälle

$$J_{\text{krit}} = 1,07 \sim 1 \quad (467)$$

und die zugehörige Strömungsgeschwindigkeit beträgt

$$u_{\text{krit}} = J_{\text{krit}} k \sim k \quad (468)$$

Diese Filtergeschwindigkeit reicht natürlich bei weitem nicht hin, die Körner zu heben, der Druck  $P$  bewirkt aber, daß die Körner sich gegeneinander umlagern, derart, daß die Wasserfäden geringeren Widerstand erfahren, so daß die Durchlässigkeit  $k$  größer wird.

Die Umlagerung der Sandkörner bewirkt aber auch eine Lockerung des Gefüges des Sandbodens, die wieder die Tragfähigkeit beeinflußt. Die Tatsache, daß die Umlagerung erst bei Gefällen beginnt, die größer als  $J_{\text{krit}}$  sind, besagt weiter, daß bei kleineren Grundwassergefällen keine Verlagerung von Körnern im Untergrund zu erwarten ist.

Wird auf die Oberfläche des Sandkörpers eine Last mit dem Unterwassergewicht  $S$  und bedeutender Durchlässigkeit aufgebracht, in der also kein nennenswerter Druckverlust mehr entsteht, so ist die Wirkung gleich einer Vermehrung des Eigengewichtes der Sandmasse, die eine Erhöhung des kritischen Gefälles bewirkt. Dann gilt nämlich ähnlich wie früher die Beziehung

$$F l J_{\text{krit}} \gamma = F l \gamma_1 + S \quad (469)$$

aus der

$$J_{\text{krit}} = \frac{\gamma_1}{\gamma} + \frac{S}{F l \gamma} = \frac{\gamma_1 + \frac{S}{F l}}{\gamma} \quad (470)$$

folgt.

Diese Wirkung einer Auflast hat K. Terzaghi ausgenutzt, um bei Stauwerken den sogenannten Grundbruch zu verhindern. Ist der Boden unter einem Stauwerk undurchlässig, so spielt das Stauwerk lediglich die Rolle einer Last; ist aber der Boden durchlässig und das Stauwasser nicht vollständig abgedichtet, so wird der Untergrund vom Wasser durchsickert und dieses Sickerwasser steigt an der Talseite des Stauwerkes lotrecht im Boden empor und kann dort, wenn hiebei das kritische Gefälle überschritten wird, einen Grundbruch hervorrufen.

Die Ermittlung der Stromlinien des Grundwassers im Untergrund ist eine hydraulische Frage, die nicht schwer zu lösen ist (vgl. S. 183). Sind die Stromlinien bekannt, so kann auch das Gefälle  $J$  leicht ermittelt werden und man ist in der Lage, jenes Gebiet an der Talseite eines Bauwerkes aufzusuchen, in dem  $J_{\text{krit}}$  überschritten ist und man kann dann durch Belastung des Bodens Vorkehrungen gegen einen Grundbruch treffen. Die gefährdete Zone liegt stets unmittelbar an der Talseite des Stauwerkes, weil dort der Sickerweg am kürzesten und daher die Grundwassergefälle am größten sind.

Die Belastung muß hinsichtlich der Körnung so gewählt werden, daß der Untergrund nicht durch die Hohlräume der Last durchgetrieben werden kann; es empfiehlt

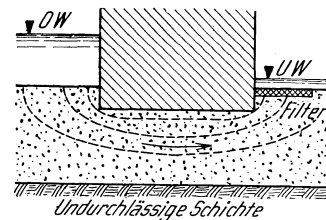


Abb. 272. Grundwasserströmung unter einem Grundkörper

sich daher, ähnlich dem Aufbau der Stüttschicht eines Filters, unmittelbar auf den zu belastenden Boden eine gut durchlässige Sandschicht zu legen und darüber immer gröbere, deren Körnung derart beschaffen ist, daß der mittlere Korndurchmesser derselben nie mehr als dreimal so groß ist als jener der vorhergehenden.

Literatur: Terzaghi, K.: Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung. Wasserkraft, S. 445. 1922. — Derselbe: Erdbaumechanik. Wien: F. Deuticke. 1925. — Kögler, F.: Über die Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern. Bauing, 7, S 101. 1926.

### Die Ermittlung der Tragfähigkeit des Bodens

Die Tragfähigkeit des Bodens wird entweder geschätzt, wobei die Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken, die auf gleichem Boden gegründet worden sind, zu Hilfe genommen werden oder sie wird durch eigene Belastungsversuche ermittelt. Bei der Schätzung dürfen die in der Tabelle 39 zusammengestellten, zulässigen Einheitslasten nicht überschritten werden. Wenn das zu gründende Bauwerk die Last mit Grundkörpern verschiedener Breiten auf den Boden überträgt und eine gleichmäßige Setzung des Bauwerkes gefordert wird, so muß die Einheitsbelastung unter breiten Grundkörpern gegenüber jener unter schmalen ermäßigt werden (vgl. S. 207).

Tabelle 39. Übliche zulässige Belastungen des Bodens in frostfreier Tiefe (nach H. Engels und A. Müller)

Bodenart	Übliche Belastung kg/cm
Harter, fester Fels .....	20 bis 100
Sandstein, Tuffstein, Trachyt, Kalk, Kreide .....	7 „ 15
Mutterboden, aufgeschütteter Boden .....	0,5 „ 1
Schlamm, Moor .....	0
Mergel .....	3 „ 4
Sandiger Lehm .....	2 „ 3
Kies, festgelagert .....	5 „ 8
Sand, „ .....	3 „ 6
Sand, fein, festgelagert .....	2 „ 3
Schwimmsand .....	0 „ 2
Lehm, Ton, trocken .....	3 „ 4

Bei den in der Tabelle angeführten Bodenarten ist eine Mindestmächtigkeit von 3 m, wagrechte Lagerung und Verhinderung einer Durchnässung vorausgesetzt. Wenn unter dieser Schicht eine minder tragfähige liegt, so muß untersucht werden, ob durch die Baulast, deren Tragfähigkeit unter Bedachtnahme auf die Abnahme der Einheitsbelastung mit der Tiefe nicht überschritten wird.

Die Tragfähigkeit einer Schicht kann erhöht werden, wenn der Grundkörper mit einer Spundwand umgeben wird, die ein seitliches Ausweichen des Bodens unter dem Grundkörper erschwert. Ebenso nimmt die Tragfähigkeit zu, wenn die Grundfuge in größere Tiefe hinab verlegt wird. Bezeichnet  $\sigma_0$  die zulässige Belastung in frostfreier Tiefe,  $h$  die Tiefenlage der Grundfuge unter der Bodenoberfläche,  $U$  den Umfang des prismatischen Grundkörpers und  $F$  den Querschnitt desselben, so wird für die Tragfähigkeit in der Tiefe  $h$

$$\sigma_h = \sigma_0 + c \gamma_e h + \frac{U}{F} \mu \frac{\gamma_e h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (471)$$

gesetzt. Der Beiwert  $c$  ist bei vollständig flüssigen Böden gleich 1, bei Sand und Kies gleich 3 bis 5; H. Krey gibt für diesen Beiwert die allgemeine Formel

$$c \geq \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (472)$$

wobei  $\varphi$  den natürlichen Böschungswinkel des Bodens bedeutet.  $\mu$  ist ein Reibungsbeiwert, der ebenso wie  $\varphi$  der Tabelle 40 entnommen werden kann und  $\gamma_e$  bedeutet das Raumgewicht des Bodens. Das zweite Glied in der Gl. (441) stellt eine Art von Auftrieb vor, dem es zuzuschreiben ist, daß auch Schlamm- und Moorböden ein Bauwerk zu tragen vermögen, wenn es hinreichend tief eingesunken ist. Das dritte Glied stellt die auf die Flächeneinheit des Grundkörpers bezogene Mantelreibung dar, die aber nur in Rechnung gestellt werden darf, wenn eine solche mit Sicherheit zu erwarten ist. Bei bindigen Böden geringen Wassergehaltes wird sie vorsichtshalber vernachlässigt. Ob die Reibung überhaupt bei Tiefen über 10 Metern noch weiter zunimmt, wird vielfach bezweifelt und es wird dementsprechend vielfach auch von dieser Tiefe ab mit einer gleichbleibenden, auf die Flächeneinheit des Mantels bezogenen Reibung gerechnet.

Tabelle 40. Beiwerte zur Gleichung (471) (Nach A. Müller)

Bodenart	Reibungsbeiwert $\mu$	Raumgewicht $\gamma_e$ t/m <sup>3</sup>	Natural-Böschungswinkel $\varphi$	$\mu \gamma_e \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$
Schlamm, dünn, obere Lagen .....	0,05	1,5	5	0,06
„ fest, auf glattem Mauerwerk .....	0,10	1,8	15	0,10
„ „ „ rauhem „ .....	0,20	1,8	15	0,21
Ton, naß, auf glattem Mauerwerk .....	0,20	2,0	25	0,16
„ „ „ rauhem „ .....	0,30	2,0	25	0,24
Sand und Kies auf glattem Mauerwerk .....	0,30	1,8	30	0,18
„ „ „ „ rauhem „ .....	0,60	1,8	30	0,36

Tabelle 41. Gemessene Mittelwerte der Reibung in 10 bis 14 m Tiefe (Nach A. Müller)

Bodenart	Reibung t/m <sup>2</sup>
Grober Sand und Kies auf Eisenblech mit Nieten .....	2,0
„ „ „ „ „ Beton .....	3,5
„ „ „ „ „ glattgeriebenem Zementputz .....	1,5
„ „ „ „ „ Holz .....	3,0
Ton und Lehm auf Holz .....	1,8 bis 2,0
„ „ „ „ „ Beton .....	2,5
„ „ „ „ „ Eisenblech mit Nieten .....	1,5

K. Terzaghi bezweifelt, daß bei bindigen Böden unter allen Umständen eine Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe erfolgt. Er scheidet die bindigen Böden in zwei Gruppen, nämlich

a) in Böden, deren Oberfläche entweder niemals trocken werden konnte oder nach vorübergehender Trockenlegung wieder überflutet worden ist, so, daß die Wirkung der Oberflächenspannung des Porenwassers ausgeschaltet ist und

b) in Böden, die nach erfolgter Bildung entweder durch Belastung mit darübergelagerten Sand- und Schottermassen (die später durch Erosion auch wieder verschwunden sein können) oder durch Verdunstung des Porenwassers eine ausgiebige Verdichtung erfahren haben und seither nicht mehr überflutet wurden. Zur ersteren Gruppe gehören insbesondere die jüngeren Schlammablagerungen, zu den letzteren die meisten kontinentalen Tonerlager.

Für die bindigen Böden der Gruppe a kann ohneweiters die Zunahme der



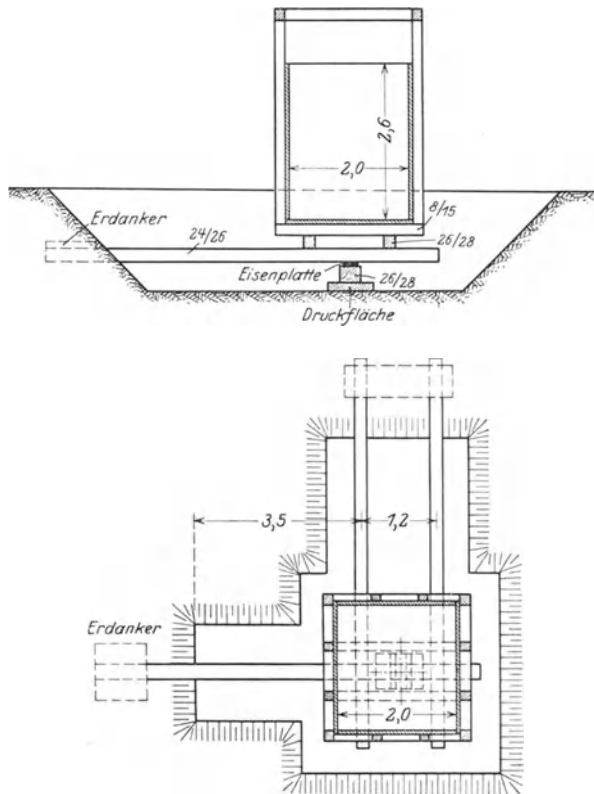


Abb. 273. Gerät für Belastungsproben von Thieme.  
(O. Franzius, Grundbau)

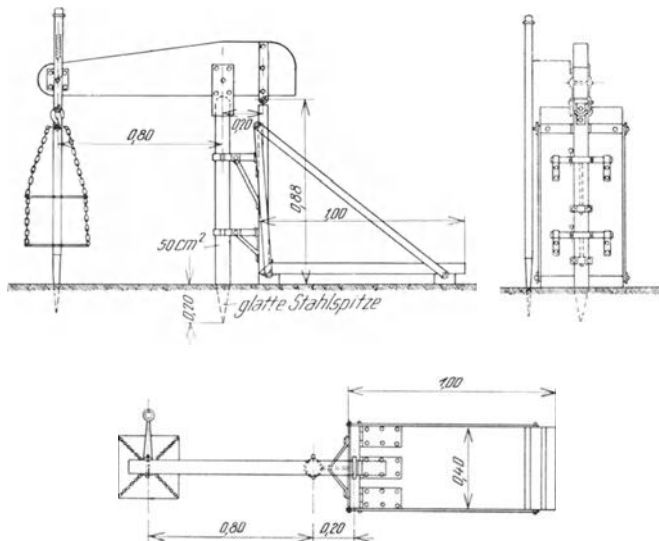


Abb. 274. Gerät von O. Stern zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes. (ÖNIG)

Tragfähigkeit mit der Gründungstiefe angenommen werden. Bei Böden der Gruppe b ist nach seiner Ansicht mit keiner Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe zu rechnen, weil sie infolge der Oberflächenspannung des Porenwassers eine Verdichtung erfahren haben, der gegenüber jene, die vom Gewicht überlagernder Schichten herrührt, belanglos wird.

Zuverlässiger als Schätzungen sind die unmittelbaren Messungen. Nachdem aber die Setzung des Bodens unter der Last bei gleicher Einheitslast um so größer ist, je größer die Lastfläche ist, macht deren Auswahl bei Belastungsproben große Schwierigkeiten. Allzu kleine Lastflächen ergeben Ergebnisse, die überdies von Zufälligkeiten stark beeinflusst sein können, während bei großen Lastflächen das Herbeischaffen der aufzubringenden Lasten kostspielig ist. O. Franzius empfiehlt eine, von Thieme verwendete Einrichtung für Belastungsversuche, wie sie in der Abb. 273 dargestellt ist; die Lastfläche hat dort  $0,64 \text{ m}^2$ . Zwei Erdanker, die in der Abbildung deutlich zu erkennen sind, verhindern ein Kippen der aufgelegten Last. Die Senkung der Lastfläche unter der Last wird mit einem Nivellierinstrument, das hinreichend weit vom Gerät steht, beobachtet. Die Umständlichkeit und Kostspieligkeit der Baugrundbelastungs-

versuche hat es mit sich gebracht, daß solche Versuche nur selten ausgeführt worden sind und die verschieden großen Lastflächen, die man angewendet hat, haben überdies bewirkt, daß die Ergebnisse nur selten vergleichbar sind. Beiden Übelständen sucht O. Stern mit einem in der Abb. 274 dargestellten Versuchs-

geräte abzuhefen. Er verwendet statt einer ebenen Lastfläche einen Kegel, dessen größter Querschnitt rund 50 cm<sup>2</sup> hat und strebt nicht an, die Absolutwerte der dem Kegeldrucke entsprechenden Bodenspannungen zu messen, sondern nur deren Unschädlichkeit nachzuweisen.

Bei der Durchführung des Versuches wird die stählerne Spitze des Belastungsstabes bis zur Grundfläche des Kegels in den Boden getrieben und hierauf nach und nach bis zum doppelten beabsichtigten Einheitsdruck, bezogen auf die Grundfläche des Kegels, belastet. Die Last wird bei Lehm oder tonreichen Böden alle fünf Minuten um 0,5 kg, bei anderen um 1 kg gesteigert und es werden die Senkungen an dem in der Abbildung angedeuteten Maßstab in fünffacher Größe gemessen. Schließlich wird die Versuchsstelle um den Kegel herum 10 cm hoch mit einem Lehmwulst von 31 cm Durchmesser umgeben und die Innenfläche zwölf Stunden hindurch unter Wasser gehalten. Im durchnässten Boden darf dann der Kegel nicht mehr als 6 mm eindringen, wenn die Setzung des Bauwerkes unter 30 mm und nicht mehr als 4 mm, wenn die Setzung unter 10 mm bleiben soll. Als zulässige Einheitslast gilt dann die Hälfte der beim Versuche durch die Flächeneinheit der Kegelgrundfläche übertragenen. Die angeführten Setzungen sind das Mittel aus je drei Versuchen. Wenn der Kegel sich schon um mehr als 6 mm gesenkt hat, bevor noch die beabsichtigte Last aufgebracht ist, so gilt als zulässige Baulast die Hälfte jener Einheitslast, bei der der Kegel nach allmählicher Entlastung und zwölfstündiger Überflutung des Bodens nicht weiter sinkt. Die belastete Schicht wird als tragfähig angesehen, wenn ihre Mächtigkeit mindestens gleich der zwanzigfachen Quadratwurzel aus der kleinsten vorkommenden Grundkörperbreite in Zentimetern ist. Wenn das Liegende gleich oder besser tragfähig ist, darf es der betrachteten Schicht zugerechnet werden. Wenn die Mächtigkeit der Schicht geringer ist, so wird die zulässige Einheitslast um ebenso viele v. H. verringert, als der Fehlbetrag an Mächtigkeit ausmacht. Wenn schließlich die Schicht geneigt ist, zu Rutschungen neigt oder wenn die Last nicht lotrecht wirkt, so wird die zulässige Einheitslast um 25 bis 35 v. H. ermäßigt.

Literatur: Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, 4. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn. 1927. — Franzius, O.: Der Grundbau. Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 1. Bd. Berlin: J. Springer. 1927. — Krey, H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. II. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn. 1926. — Stern, O.: Belastung des Baugrundes. Österr. Normenausschuß für Industrie und Gewerbe ÖNIG. 5, S. 66. 1925.

#### Vierter Teil

### Die wichtigsten Baustoffe im Wasserbau

Bei der Beurteilung der Eignung eines Baustoffes für Wasserbauten muß neben seinen statischen Eigenschaften und seinem Preise im verarbeiteten Zustande ganz besonders sein Verhalten im Wasser und im Untergrunde beachtet werden. Wasserbauten sind in der Regel Bauwerke, die für längeren Bestand gedacht sind und es können Auswechslungen bzw. Wiederherstellungen schadhaft gewordener Teile meist nur unter Betriebsstörungen und mit hohen Kosten ausgeführt werden. Viele Teile der Bauwerke sind ohne besondere kostspielige Vorkehrungen, manche überhaupt unzugänglich, so daß Beobachtungen und regelmäßige Erhaltungsarbeiten unmöglich sind. Alle derartigen Teile von Wasserbauten müssen mit Baustoffen ausgeführt werden, deren Lebensdauer ohne besondere Erhaltungsarbeiten ebenso groß ist als die geplante Bestanddauer des Bauwerkes selbst. Diese liegt in der Regel zwischen 50 und 100 Jahren, weil anzunehmen ist, daß der technische Fortschritt nach Ablauf dieser Frist auf jeden Fall, ohne Rücksicht auf den Bauzustand, gründ-

lichen Umbau oder Neubau erfordert. Ausnahmen bilden besondere Bauwerke, wie z. B. Stollen und Talsperren, deren Bestanddauer unbegrenzt ist, oder Anlagen, die leicht umgebaut oder neu gebaut werden können, bei denen die Bestanddauer aus wirtschaftlichen Gründen manchmal auch wesentlich kürzer angesetzt wird. Während nun die Festigkeit und die statischen Eigenschaften der Baustoffe als bekannt vorausgesetzt werden, soll im folgenden kurz die Eignung der wichtigsten Baustoffe zu Wasserbauten hinsichtlich ihres Verhaltens im Wasser und im Untergrund erläutert werden.

#### a) Holz

Im Wasserbau finden Fichte, Tanne, Lärche, Kiefer, Rotbuche und Eiche Verwendung; die beiden letzteren werden ihres hohen Preises wegen selten gebraucht, meist greift man zum wesentlich billigeren harzreichen Holz der Kiefer und Lärche. Die Anwendbarkeit des Holzes im Wasserbau hängt von seiner Lebensdauer ab, die je nach der Verwendungsstelle recht verschieden sein kann. Nur dort, wo das Holz ständig unter Wasser, bzw. nie, auch nicht oberflächlich austrocknen kann, hat es eine der Bestanddauer der Wasserbauten entsprechende Lebensdauer. Wo Holz nur feucht ist und besonders dort, wo es abwechselnd von Luft und Wasser bespült wird, verfällt es rasch der Zerstörung. Der Zerstörungsvorgang beruht entweder auf chemischen Umsetzungen von Teilen des Holzes oder auf der Lebensäußerung von Organismen. Der chemischen Umsetzung, die kurz Fäulnis genannt wird, verfällt hauptsächlich das im Holz enthaltene Eiweiß und die Stärke; die Organismen, die sich im Holz ansiedeln, sind Pilze, wie z. B. der bekannte Hauschwamm (*Merulius domesticus*), und Bohrwürmer, die aber nur an Meeresküsten mit einem gewissen Mindestsalzgehalt (etwa 0,1 v. H.) vorkommen. Trockenes Holz wieder kann durch den Holzwurm, durch Termiten u. dgl. zerstört werden.

#### b) Eisen

Eisen findet im Wasserbau eine ausgedehnte Verwendung, die entsprechend den guten Erfahrungen, die man im Laufe der Zeit gemacht hat, in ständigem Zunehmen begriffen ist. Allerdings wird die Anwendung des Eisens nur befriedigen, wenn man dem Verhalten desselben im Wasser und im Untergrunde besonders Rechnung trägt. Es ist bekannt, daß Eisen aus der Luft Sauerstoff aufnimmt, daß es oxydiert oder rostet und daß dieser Vorgang beschleunigt wird, wenn das Eisen feucht ist. Wenn das Wasser, das mit dem Eisen in Berührung kommt, durch gelöste chemische Stoffe verunreinigt ist, so wird das Eisen ebenso wie von manchen Bestandteilen des Untergrundes überdies noch mehr oder minder heftig angegriffen. Soll Eisen zur Anwendung gelangen, so muß also sowohl das Wasser (Tagwasser und Grundwasser) als auch der Boden untersucht und ein allfälliges aggressives Verhalten gegenüber dem Eisen festgestellt werden. Flußeisen und Baustähle dürfen nur angewendet werden, wenn sich das Wasser und der Untergrund dem Eisen gegenüber neutral verhalten und das Eisen muß aber dann, um das Rosten einzuschränken oder zu verhindern, in der Regel einen besonderen Schutzanstrich erhalten, der peinlich sorgfältig in Stand gehalten werden muß. Kein Schutzanstrich bietet aber, besonders bei eisernen Bauwerkteilen, die unter Wasser liegen und bei denen die Instandhaltung des Rostschutzes schwierig ist, eine unbedingte Sicherheit gegen Rosten und man gibt daher aus Sicherheitsgründen zu den statisch erforderlichen Eisenstärken Rostzuschläge, z. B. bei eisernen Druckrohrleitungen zur Wandstärke 2 mm. Ebenso muß man auch bei den Tragwerken der beweglichen Absperrvorrichtungen von Wehren u. dgl. verfahren und man sollte mit Rücksicht auf die Rostgefahr nirgends Eisenstärken unter 8 bis 10 mm zulassen.

Als Schutzmittel gegen Rostbildung kommen Ölfarben und besondere Rostschutzanstriche in Frage, ferner heiße Teerung des Eisens. Der Teer haftet am Eisen sehr fest; Beobachtungen an geteernten eisernen Spundbohlen haben gelehrt, daß selbst dann, wenn scharfer Sand durchrammt wird, die Teerung fast unversehrt geblieben ist. Auch eine einmal gebildete Rostschicht bildet, wenn sie nicht mechanisch zerstört wird, einen Schutz, indem sie den Sauerstoff vom Eisen abhält und das weitere Rosten zumindest verlangsamt. Besonders wirksame derartige Rostschichten bilden sich an Eisen aus, das, wie z. B. eiserne Spundwände, in Sand steckt, wo sich aus Rost und Sand feste Krusten bilden. Solche Spundwände, in nicht aggressivem Boden gerammt, dürften nach den bisherigen Erfahrungen sicher Lebensdauern von 80 bis 100 Jahren erreichen.

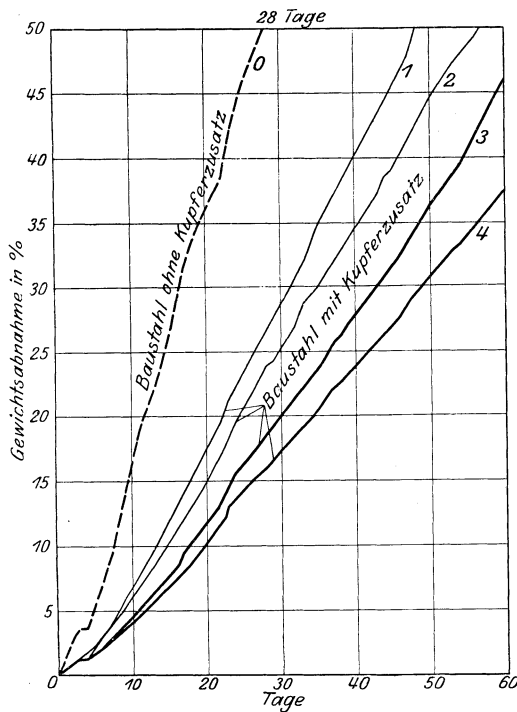


Abb. 275. Mit Salzsäure angesäuert

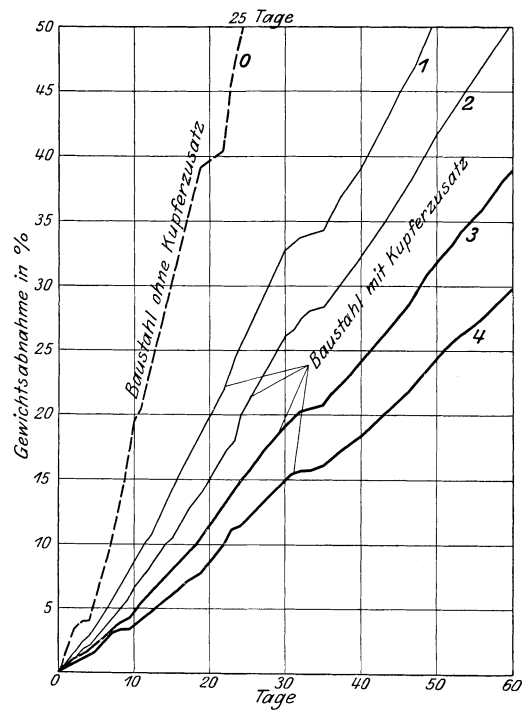


Abb. 276. Mit Schwefelsäure angesäuert

Abb. 275 und 276. Gewichtsabnahme von Kupferstahl und von reinem Stahl in angesäuertem Wasser. (O. Franzius, Grundbau)

Eine bedeutende Erweiterung seines Anwendungsbereiches hat das Eisen im Wasserbau erfahren, seitdem man die Beobachtung gemacht hat, daß ein Zusatz von Kupfer das Eisen gegen Rostbildung und aggressive Wässer besonders widerstandsfähig macht und seitdem es gelungen ist, Kupfereisen und Kupferstahl hüttenmäßig zu Preisen zu erzeugen, die jene gewöhnlichen Flußeisens bzw. Baustahls nur um etwa 9 bis 10 v. H. übersteigen. Sorgfältige Versuche, die den Nachweis erbrachten, daß ein geringer Kupferzusatz das Eisen selbst angesäuertem Wasser gegenüber widerstandsfähiger macht, wurden in letzter Zeit von der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-A. G. in Dortmund, der Erzeugerin der Larssen-Spundbohlen, angestellt; in Wasser, das mit Schwefelsäure bzw. mit Salzsäure angesäuert war, ergab sich z. B. die in den Abb. 275 und 276 dargestellte Gewichtsabnahme bei Baustählen mit verschiedenem Kupferzusatz.

Tabelle 42. Eigenschaften der Bauhölzer. (Nach der „Hütte“, M. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, und Bleich-Melan, Taschenbuch für Ingenieure und Architekten)

Holzart	Eigengewicht kg/m <sup>3</sup>				Elastizitätsmodul (Mittelwerte kg/cm <sup>2</sup> )			Proportionalitätsgrenze (Mittelwerte) kg/cm <sup>2</sup>			Festigkeit kg/cm <sup>2</sup>												
	frisch geschlagen	lufttrocken	künstlich getrocknet	Mittelwert, üblich bei Rechnungen	Zug, // Faser	Druck, // Faser	Biegung	Zug, // Faser	Druck, // Faser	Biegung	lufttrocken			vollkommen durchnäßt									
											Zug, // Faser	Druck, // Faser	Biegung	Zug, // Faser	Druck, // Faser	Biegung	// Faser	⊥ Faser	Druck, // Faser	Biegung	Druck, // Faser	⊥ Faser	
Fichte . . . . .	900	400 bis 600	430	600	92 000	99 000	110 000	—	150	230	750	245	—	420	40	250	—	—	—	—	—	—	—
Tanne . . . . .	900	600	500	600	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Kiefer . . . . .	900	650	480	650	90 000	96 000	108 000	—	155	200	790	280	—	470	45	210	—	—	—	—	—	—	—
Lärche . . . . .	800	620	440	700	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Rofbuche . . . . .	850 bis 1100	600 bis 900	560	800	180 000	169 000	128 000	580	100	240	1340	320	—	675	80	350	—	—	—	—	—	—	—
Eiche . . . . .	900 bis 1300	700 bis 1000	640	900	108 000	103 000	100 000	475	150	215	965	345	—	600	75	390	—	—	—	—	—	—	—

Die Festigkeit nimmt auf die Hälfte ab

Holzart	Zulässige Spannungen kg/cm <sup>2</sup> (Holz lufttrocken)				Wasser- gehalt v. H.		Gewichtszunahme infolge Durchnässung v. H.	Schwinden		Quellen		Quelldruck kg/cm <sup>2</sup>	Wärmeausdehnung	Verjüngung des Stammes gegen den Wipfel cm/m	Lebensdauer Jahre	
	Zug, // Faser	Druck // Faser	Druck ⊥ Faser	Biegung	// Faser	⊥ Faser		frisch geschlagen	lufttrocken	// Faser	⊥ Faser				// Faser	⊥ Faser
Fichte .....	90	50	—	90	8	40	45	10 bis 15	0,0008	0,062	0,0008	0,062	0,0000035	1 bis 1,5	50	50
Tanne .....	80	50	—	80	8	40	37	10 bis 15	0,0012	0,067	0,0010	0,081	0,0000035	1 bis 1,5	50	50
Kiefer .....	100	60	12	100	10	50	40	10 bis 15	0,0012	0,057	0,0012	0,057	0,0000035	1 bis 1,5	60	60
Lärche .....	—	—	—	—	—	—	26	10 bis 15	0,00075	0,0632	0,0008	0,063	0,0000035	1 bis 1,5	60	60
Rotbuche .....	100	80	—	90	10	50	32	10 bis 15	0,0020	0,0806	0,0020	0,081	0,0000035	1,5 bis 2,5	35	35
Eiche .....	100	80	36	100	10	50	30	10 bis 15	0,0040	0,0755	0,0040	0,076	0,0000035	1,5 bis 2,5	100	100

Man erkennt an diesen Auftragungen, daß ein Kupferzusatz von 4 v. H. die Lebensdauer des Stahles gegenüber Baustahl ohne Kupferzusatz auf das Drei- bis Vierfache steigert und es ist zu erwarten, daß mit solchem Kupferstahl die Eisenkonstruktionen selbst in aggressiven Wässern bzw. Böden Lebensdauern erreichen werden, die der Bestanddauer des Bauwerkes entsprechen.

Über die mechanische Abnutzung des Eisens durch vorüberlaufendes Geschiebe fehlen noch ausreichende Erfahrungen.

### c) Beton

Je nach dem Zwecke des Bauwerkes und der erforderlichen Festigkeiten werden bei der Herstellung des Betons verschiedene Mischungsverhältnisse zwischen Zement und Zuschlagstoffen angewendet und allenfalls auch besondere Zementarten verwendet; wenn nichts besonders erwähnt wird, so ist stets handelsüblicher Portlandzement gemeint, der den Normen entspricht. Das Mischungsverhältnis wurde früher allgemein durch Angabe der Volumteile der zu mischenden Stoffe bezeichnet. In neuerer Zeit wird immer mehr und mehr dazu übergegangen, anzugeben, wie viel Kilogramm Zement auf einen Kubikmeter fertigen Beton aufzuwenden sind, weil dadurch sowohl die Vorausbestimmung der erforderlichen Zementmengen als auch die Kontrolle bedeutend leichter und sicherer wird.

In gutem Beton müssen so viele Bindemittel enthalten sein, daß alle Körner der Zuschlagstoffe gut miteinander verkittet werden; die Körnung der Zuschlagstoffe wird so gewählt, daß das Porenvolumen möglichst klein wird. Zum Ausfüllen der Poren hat das Bindemittel nicht zu dienen. Werden in Raumteilen gemessen 1 Zement +  $m$  Sand +  $n$  Kies gemengt und zu Beton verstampft, so erhält man  $V$  Raumteile fertigen Beton.

$$(474) \quad k = \frac{V}{1 + m + n}$$

heißt Ausbeute; ihre Größe hängt vom Korngemisch der Zuschlagstoffe, dem Porenvolumen und der Anmachwassermenge ab. Als guten, vielfach zutreffenden Mittelwert kann man  $k = 0,75$  ansehen, doch kann die Ausbeute bis unter 0,6 herabgehen; handelt es sich um größere Bauwerke, so ist stets die Ermittlung der Ausbeute durch Probetonierung anzustreben.

Für die Ermittlung des Bedarfes an Zement- und Zuschlagstoffen in Kubikmetern für 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton bei gegebenem Mischungsverhältnis und bekannter Ausbeute gibt B. Safir die folgenden Formeln an:

$$(475) \quad \text{Zement: } Z = \frac{1}{k(1 + m + n)}$$

$$(476) \quad \text{Sand: } S = \frac{m}{k(1 + m + n)}$$

$$(477) \quad \text{Kies: } K = \frac{n}{k(1 + m + n)}$$

Safir fand auch, daß in der besten Kornmischung der Zuschlagstoffe bei Verwendung von Sand und Kies  $n = 2m$ , bei Verwendung von Sand und Schotter  $n = 1,5m$  sein soll.

Kornmischung, Zementzusatz und Wasserezusatz bestimmen die Festigkeit des Betons. Kortlang hat durch Versuche nachgewiesen, daß z. B. bei einem bestimmten Zementzusatz die Festigkeit durch entsprechende Körnung des Zuschlages weit gesteigert werden kann. Um nur die Größenordnung dieses Einflusses anzudeuten, sei erwähnt, daß bei einem Versuche mit einer Mischung 1 : 10 durch Änderung der Körnung der Zuschlagstoffe die Festigkeit von 70 auf 140 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert

werden konnte. Schon dieser Versuch läßt klar erkennen, daß ebenso wichtig, wie der Zementzusatz, auch eine Bedachtnahme auf richtige Körnung der Zuschlagstoffe ist.

Kortlang hat zahlreiche Versuche angestellt, um den Einfluß des Zementzusatzes, des Wasserzusatzes und der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe auf die Festigkeit zu finden. Er kam zu dem Schlusse, daß bei jedem Gemische die höchstmögliche Festigkeit eintritt, wenn dem Gewichte nach der Wasserzusatz gleich ist der Hälfte des Zementzusatzes. Der erforderliche Zementzusatz hängt nicht von der Körnung, sondern von der Oberfläche aller Körner des Zuschlages ab, den er in Quadratmetern bezogen auf 1 kg des Zuschlages mißt. Als günstigster Zusatz von Zement hat sich 0,09 kg auf 1 m<sup>2</sup>/kg Oberfläche der Zuschlagstoffe ergeben. (Das Eigengewicht der Zuschlagstoffe betrug bei seinen Versuchen  $\gamma = 2,61 \text{ t/m}^2$  und das Porenvolumen = 0,385.) Die größte Druckfestigkeit ergab sich im Rahmen seiner Versuche bei einer Oberfläche von 2,316 m<sup>2</sup>/kg und die denkbar größte Druckfestigkeit stellt sich ein, wenn Wasser und Zementzusatz sowie spezifische Oberfläche der Zuschlagstoffe den oben angegebenen Regeln entsprechen.

Korngröße mm	Körnerzahl im kg	Oberfläche m <sup>2</sup> /kg
12 bis 15	237	0,157
8 „ 13	620	0,216
6 „ 8	1 680	0,301
3 „ 6	7 425	0,503
1,5 „ 3	86 390	1,135
0,8 „ 1,5	710 800	2,227
0,4 „ 0,8	4 272 500	4,125
0,1 „ 0,4	13 668 000	8,402
0,0 „ 0,1	142 900 000	28,741

Mittlere Oberfläche für feinen Sand	= 4,263 m <sup>2</sup> /kg
„ „ „ groben Sand	= 3,556 „
„ „ „ Kiessand	= 2,855 „

Für die vorteilhafteste Kornmischung der Zuschlagstoffe sind eine Anzahl von Regeln angegeben worden; viel benützt wurde die Mischung nach der sogenannten Fullerkurve, doch hat diese sowie alle anderen vielfach nicht befriedigt. Systematische Versuche von K. Kasperek beim Bau der Langmansperre haben z. B. die folgenden Ergebnisse gehabt:

Sand aller Größen von 0 bis 7 mm, nach Fuller gemischt	.....	233 kg/cm <sup>2</sup>
Derselbe Sand, ohne Durchfall durch das 4900 Maschensieb	.....	292 „
„ „ „ „ „ „ 2500	„ „	337 „
„ „ „ „ „ „ 900	„ „	389 „
„ „ „ „ „ „ 500	„ „	392 „
„ „ „ „ „ „ 1/2 mm Lochsieb	.....	450 „
„ „ „ „ „ „ 1	„ „	417 „
„ „ „ „ „ „ 3	„ „	383 „

Bei allen Versuchen war der Beton 1:3 nach Gewicht gemischt

Es kann demnach mit Rücksicht auf den großen Zementaufwand bei Wasserbauten nur empfohlen werden, Versuche zur Ermittlung der zweckmäßigsten Körnung mit den in Aussicht genommenen Zuschlagstoffen anzustellen.

Ganz besonders sei betont, daß Beton hoher Festigkeit nicht gleichzeitig geringe Wasserdurchlässigkeit haben muß. Hohe Festigkeit und hohe Wasserdichtigkeit bedingen verschiedene Kornmischungen der Zuschlagstoffe.

Von besonderer Bedeutung für hohe Festigkeit ist neben der richtigen Körnung der Zuschlagstoffe noch der Wasserzusatz, der, je nach der wegen der Verarbeitungs-



weise geforderten Konsistenz, verschieden gewählt wird. Der Wasserzusatz wird am besten durch den Wasserzementfaktor angegeben, das ist der Quotient aus zugesetztem Wasser in Kilogramm durch den auf einen Kubikmeter fertigen Beton aufgewendeten Zement in Kilogramm. Dieser Wasserzementfaktor liegt zwischen

Tabelle 43. Einfluß des Wasserzusatzes auf die Druckfestigkeit. (Nach O. Graf)

Körnung	kg Zement für 1 m <sup>3</sup> fertigen Beton	Wasserzementfaktor	Konsistenz	Druckfestigkeit nach 28 Tagen kg/cm <sup>2</sup>
Bei günstiger Körnung	417	0,35	erdfeucht	420
	420	0,4	plastisch	429
	410	0,5	gießfähig	322
	355	0,4	erdfeucht	400
	370	0,5	plastisch	330
	345	0,6	gießfähig	225
	290	0,5	erdfeucht	325
	290	0,6	plastisch	241
	285	0,7	gießfähig	165
	230	0,6	erdfeucht	242
	232	0,7	plastisch	190
	226	0,8	gießfähig	145
	154	0,9	erdfeucht	119
	150	1,0	plastisch	102
	Bei sandreichem Zuschlagmaterial	377	0,56	erdfeucht
370		0,65	plastisch	135
360		0,82	gießfähig	97
330		0,6	erdfeucht	146
323		0,7	plastisch	125
320		0,87	gießfähig	99

etwa 0,25 und 1,4. Bei der Bemessung des Wasserzusatzes muß die Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe berücksichtigt werden.

Der Beton wird in den Konsistenzformen erdfeucht, plastisch und gießfähig verwendet. Der erdfeuchte Beton läßt sich mit der Hand eben noch zusammenballen und enthält annähernd ebenso viel Wasser, als der Zement für das Abbinden erfordert. Plastischer und gießfähiger Beton enthält Wasser in Überschuß, das die Festigkeit herabsetzt. Einen Überblick über den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit gibt die Tabelle 43, die gleichzeitig auch anschaulich vor Augen führt, von welcher Bedeutung die Körnung ist.

Plastischer Beton wird angewendet, um das Stampfen zu ersparen;

das kann erforderlich werden, um den Baufortschritt zu beschleunigen oder bei Querschnitten mit viel Eiseneinlagen oder schlecht zugänglichen Schalungen. Bei großen Querschnitten ohne Bewehrung werden in den plastischen Beton Bruchsteinbrocken bis zu 30 v. H. an der Baustelle eingelegt.

Gießfähiger Beton ist angewendet worden, um den Baufortschritt großer Betonbauwerke besonders zu erhöhen. Die Gußbetoneinrichtung ist aber sehr kostspielig und die Festigkeitseigenschaften des Gußbetons sind wenig befriedigend, so daß Gußbeton keine besondere Verbreitung gefunden hat.

Um die Förderung des Betons von der Mischanlage zur Baustelle maschinell durchführen zu können, ohne den Wasserzusatz übermäßig zu erhöhen, werden Kabelkrane verwendet, die den Beton in Kübeln fördern oder es werden Gurtförderer angewendet, bei denen ein endloses Band den Beton zur Verwendungsstelle bringt. Man kann dann Beton beliebiger Konsistenz verwenden, kann also den Zement besser ausnützen.

Beton beginnt nach einer bestimmten Zeit abzubinden; bei gewöhnlichem Portlandzement beginnt das Abbinden nach zwei bis drei Stunden und ist nach weiteren drei bis fünf Stunden beendet. Beim Entwurf einer Mischanlage für eine weit ausgebreitete

Baustelle muß auf die Abbindezeit Rücksicht genommen werden, nötigenfalls wird der Beton in einer zentralen Anlage trocken gemischt, an entferntere Verwendungsstellen auch trocken gefördert und erst dort in einer Mischmaschine angefeuchtet.

Beton erleidet während des Erhärtens Raumänderungen, die von der Art der Lagerung während des Erhärtens sehr weitgehend abhängen; erhärtet der Beton in der Luft, so zieht er sich zusammen, man sagt, er schwindet; wird er hingegen unter Wasser gelagert, so nimmt sein Volumen zu und man spricht vom Quellen des Betons. Wenn an der Luft erhärteter Beton ins Wasser gebracht wird, so quillt er, und zwar um so mehr, je jünger er ins Wasser gebracht wird und je länger er darin bleibt; er erreicht aber nicht jenes Maß der Quellung, das eintreten würde, wenn er sofort nach dem Abbinden ins Wasser gekommen wäre. Die Quellung beginnt schon am ersten Tag der Wasserlagerung. Wird hingegen Beton, der anfänglich im Wasser lagerte, weiter in der Luft gehalten, so beginnt das Schwinden erst nach einigen Tagen und der Schwund bleibt kleiner, wie bei Beton, der nie naß gehalten worden ist. Einige Versuchsergebnisse mögen andeuten, innerhalb welcher Größenordnung Schwund und Quellung zu erwarten sind.

Tabelle 44. Schwund und Quellung verschiedener Zementmörtel  
(Nach E. Probst)

Mischung	Wasser- zusatz v. H.	Lagerung	Längenänderung in v. T. nach				Versuche, aus- geführt von
			7	28	84 bis 90	365	
			Tagen				
Körper aus reinem Portlandzement	30	Luft	— 0,574	— 3,020	— 3,320	— 4,540	Schule
Körper aus reinem Portlandzement	30	Wasser	+ 0,240	+ 0,533	+ 0,715	+ 1,110	
Mörtel, 1 Z + 3 Normal-sand	12	Luft	— 0,406	— 1,280	— 1,355	— 1,690	
Mörtel, 1 Z + 3 Normal-sand	12	Wasser	+ 0,120	+ 0,093	+ 0,140	+ 0,113	
Mörtel, 1 Z + 3 Züricher Bausand	9	Luft	— 0,097	— 0,504	— 0,668	.	
Mörtel, 1 Z + 5 Züricher Bausand	9	„	— 0,030	— 0,440	— 0,650	.	
Mörtel, 1 Z + 3 Normalsand, erdfeucht gestampft	.	„	— 0,290	— 0,580	— 0,670	— 0,760	Gary
Mörtel, 1 Z + 3 Normalsand, erdfeucht gestampft	.	Wasser	+ 0,110	+ 0,120	+ 0,240	+ 0,450	
Mörtel, 1 Z + 3 Isarsand, erdfeucht gestampft	.	Luft	— 0,480	— 0,640	— 0,840	— 0,840	
Mörtel, 1 Z + 5 Isarsand, erdfeucht gestampft	.	„	— 0,360	— 0,460	— 0,540	— 0,550	

Ein ähnliches Verhalten zeigen Eisenbetonproben. Die Längenänderungen von Betonkörpern, die zuerst trocken und dann naß bzw. umgekehrt gehalten werden, lassen Versuche von Rudeloff erkennen; es ergaben sich nämlich

		Längenänderungen in v. H. nach				
		20	40	100 Tagen		
bei einer Luftlagerung von	} 0 Tagen { 7 „ { 21 „ {	und darauf- folgender Lagerung in Wasser	}	+ 0,148	+ 0,204	+ 0,271
				+ 0,142	+ 0,191	+ 0,285
				- 0,170	+ 0,067	+ 0,150

hingegen

		Längenänderungen in v. H. nach				
		20	40	100 Tagen		
bei einer Wasserlagerung von	} 0 Tagen { 7 „ { 21 „ {	und darauf- folgender Lagerung in Luft	}	- 0,145	- 0,204	- 0,302
				+ 0,109	+ 0,079	- 0,020
				+ 0,117	+ 0,146	+ 0,084

Lagerung unter feuchtem Sand wirkt ähnlich wie Lagerung unter Wasser.

Versuche von C. Bach und O. Graf erwiesen, daß die Längenänderungen des Betons wohl in den ersten Wochen am stärksten sind, daß sie aber noch viele Jahre weiter gehen; so betragen bei einem Versuch mit Beton (1 Z + 4 Sand und Kies) die Längenänderungen in v. T.:

nach 1	Jahr,	bei Lagerung in der Luft	- 0,410	in Wasser	+ 0,080
„ 4	Jahren,	„ „ „ „ „	- 0,485	„ „	+ 0,132
„ 6	„	„ „ „ „ „	- 0,512	„ „	+ 0,177
„ 12,5	„	„ „ „ „ „	- 0,520	„ „	+ 0,205

Auch der Wasserzusatz hat Einfluß auf die Längenänderung von Beton; so ergab sich z. B., daß bei einem Beton (1 Z + 2 Sand + 3 Kies) die Längenänderung

nach	7	28	90 Tagen	
bei Stampfbeton	- 0,04	- 0,14	- 0,21	v. T.
„ Gußbeton	- 0,01	- 0,11	- 0,20	„

ausmachen.

Die Ergebnisse der bisher angestellten Versuche zusammenfassend, kann gesagt werden, daß trocken gelagerter Beton umso mehr schwindet, je fetter und je trockener die Mischung war. Einen gesetzmäßigen Zusammenhang zwischen Längenänderung und Mischung bzw. Lagerung aufzustellen, ist bisher nicht gelungen. Fest steht überdies, daß das Schwinden bei Luftlagerung größer ist als das Quellen bei Wasserlagerung und daß das Schwinden besonders wirksam eingeschränkt wird, wenn der Beton in den ersten Tagen möglichst naß gehalten wird.

Während nun die Längenänderungen bei Beton auf die Beanspruchungen des Bauwerkes weiter keinen Einfluß haben, wenn entsprechende Dehnungsfugen angeordnet werden, rufen die vom Erhärtungsprozeß herrührenden Längenänderungen bei Eisenbeton Spannungen hervor, weil das Haften des Betons am Eisen die Längenänderungen des Betons hemmt; hiedurch kommen z. B. bei der Erhärtung in der Luft in die Bewehrung Druckspannungen und in den Beton Zugspannungen, die von einer Größenordnung sind, die unter Umständen zu berücksichtigen ist. Die Längenänderungen bewehrter Betonkörper bleiben demgemäß sowohl bei Wasserlagerung als auch bei Luftlagerung hinter jenen gleich fetter unbewehrter Betonkörper weit zurück, um so mehr, je stärker die Bewehrung ist. Mit der Stärke der Bewehrung nehmen aber auch die durch die Behinderung der Dehnung hervorgerufenen Spannungen in Beton zu.

Tabelle 45. Längenänderungen in mm verschieden bewehrter Probekörper  
(Nach C. Bach und O. Graf)

Beschaffenheit des Probekörpers	Lagerung in der Luft		Lagerung im Wasser		Lagerung unter feuchtem Sand	
	nach 28 Tagen	nach 550 Tagen	nach 28 Tagen	nach 550 Tagen	nach 28 Tagen	nach 550 Tagen
Mörtel 1 : 1 .....	-0,61	-1,11	+0,28	+0,66	+0,39	+0,83
„ 1 : 3 .....	-0,52	-0,85	+0,13	+0,28	+0,13	+0,24
„ 1 : 5 .....	-0,44	-0,76	+0,09	+0,15	+0,11	+0,17
„ 1 : 3, Bewehrung 1, 22 v. H	-0,32	-0,50	+0,17	+0,24	+0,22	+0,27
„ 1 : 3 „ 2,41 v. H	-0,30	-0,35	-0,02	+0,07	+0,06	+0,15

E. Probst berechnete die Spannungen, die in Eisenbetonkörpern während des Erhärtens entstehen; bezeichnet  $\epsilon_b$  das Schwindmaß von unbewehrtem Beton,  $\epsilon_e$  die durch die Längenänderung des Eisenbetonkörpers bewirkte Längenänderung der Bewehrungsseisen, so beträgt die Längenänderung des bewehrten Betons, die durch das Haften an dem Eisen bewirkt wird,  $\epsilon = \epsilon_b - \epsilon_e$ ;  $\epsilon$  ist eine Dehnung beim Schwinden, eine Verkürzung beim Quellen des Betons. Bezeichnet ferner  $E_e$  den Elastizitätsmodul des Eisens,  $E_b$  jenen des Betons bei Zug bzw. bei Druck, so gilt, wenn  $\sigma_e$  die Spannung im Eisen,  $\sigma_b$  jene im Beton bedeutet,

$$\sigma_e F_e = \sigma_b F_b \tag{478}$$

und weiter, da  $\epsilon E = \sigma$  ist,

$$\epsilon_e E_e F_e = (\epsilon_b - \epsilon_e) E_b F_b \tag{479}$$

und es ist

$$\epsilon_e = \epsilon_b \frac{E_b F_b}{E_e F_e + E_b F_b} \tag{480}$$

Wird das Verhältnis der Eisenfläche zur Betonfläche

$$\frac{F_e}{F_b} = \varphi \tag{481}$$

gesetzt, so ist

$$\epsilon_e = \epsilon_b \frac{E_b}{\varphi E_e + E_b} \tag{482}$$

und wenn

$$\frac{E_e}{E_b} = n \tag{483}$$

gesetzt wird, hat man

$$\epsilon_e = \epsilon_b \frac{1}{n \varphi + 1} \tag{484}$$

oder

$$\sigma_e = E_e \epsilon_b \frac{1}{n \varphi + 1} \tag{485}$$

und

$$\begin{aligned} \sigma_b &= E_b (\epsilon_b - \epsilon_e) = E_b \epsilon_b \left( 1 - \frac{1}{n \varphi + 1} \right) \\ &= E_b \epsilon_b \frac{n \varphi}{n \varphi + 1} = \varphi \sigma_e \end{aligned} \tag{486}$$

Aus den Gleichungen für  $\sigma_e$  bzw.  $\sigma_b$  folgt, daß die Spannungen im Eisen um so größer, jene im Beton um so geringer bleiben, je schwächer bewehrt wird.

Handelt es sich um Schwinden und wird  $n = 15$ ,  $\epsilon_b = 0,0001$ ,  $E_e = 2\,150\,000$  kg/cm<sup>2</sup> angenommen, so ergibt sich für die

Bewehrung $\varphi = 0,5$ v. H. = 0,005	$\sigma_e = -200$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{bz} = +1,00$ kg/cm <sup>2</sup>
1,0 „ = 0,01	-187 „	+1,87 „
2,0 „ = 0,02	-165 „	+3,30 „
3,0 „ = 0,03	-148 „	+4,44 „

das sind Spannungen, die nicht immer vernachlässigt werden dürfen, besonders dann, wenn der Beton nicht nur statisch zu wirken hat, sondern auch wasserdicht sein soll. Mit dem Alter nimmt die Festigkeit von Beton zu, so daß im Laufe der Zeit die von der Erhärtung hervorgerufenen Spannungen im Beton immer belangloser werden.

Die angeführten Versuchsergebnisse haben zwar Fingerzeige dafür gegeben, wie die Längenänderungen eingeschränkt werden können und von welcher Größenordnung sie sind, eine Berechnung ihrer Absolutwerte war bisher noch nicht möglich.

Beton dehnt sich bei Erwärmung um so mehr aus, je fetter die Mischung ist. Versuche von Keller haben für den Temperaturbereich zwischen  $-16$  und  $+72^{\circ}\text{C}$  die folgenden Ausdehnungszahlen ergeben:

Reiner Zementmörtel	$a_t = 0,0000126$
Beton, 1 Z + 1 Sand und Kies	0,0000110
„ 1 Z + 2 „ „ „	0,0000101
„ 1 Z + 4 „ „ „	1,0000104
„ 1 Z + 6 „ „ „	0,0000092
„ 1 Z + 8 „ „ „	0,0000095

als guter Mittelwert kann für Beton etwa  $a_t = 0,00001$  angesehen werden.

Der Temperaturbereich, der bei der Ermittlung der Wärmedehnungen zu berücksichtigen ist, hängt von den Abmessungen des Bauwerkes und von der Lage

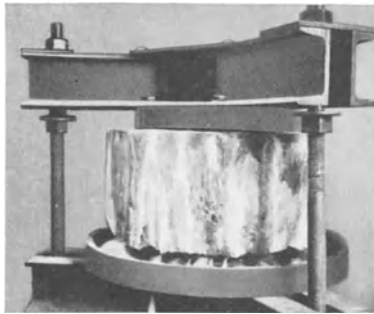


Abb. 277. Gerät zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit an großen Betonproben

bezüglich der Sonnenstrahlen ab. Bauwerksteile, die von der unmittelbaren Bestrahlung durch die Sonne bewahrt, aber sonst nicht weiter geschützt sind, werden in der Regel für den Temperaturbereich  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  berechnet. Sind die Bauwerksteile der Sonnenbestrahlung ausgesetzt, so muß mindestens mit einem Temperaturbereich gleich den Grenzwerten der mittleren Tagestemperatur gerechnet werden, und wenn die Dicke der Bauwerksteile gering ist, wird man darüber hinaus mit einem Temperaturbereich zu rechnen haben, der sich den Grenzwerten am wärmsten bzw. kältesten Tage nähert.

äußersten Falles  $0^{\circ}\text{C}$  in Frage. Bei Bauwerksteilen, die ständig von Flußwasser bespült werden, ist ein Temperaturbereich von  $0^{\circ}$  bis etwa  $14^{\circ}\text{C}$  und bei Bauwerksteilen, die von stehendem Seewasser bespült sind, ein solcher von etwa  $0$  bis  $26^{\circ}\text{C}$  zu berücksichtigen.

Ist der Bauwerksteil mindestens einen Meter hoch überschüttet, so kommt als tiefste Temperatur

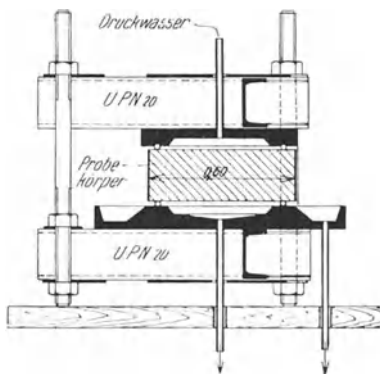


Abb. 278. Wie Abb. 277

Beton wird von Säuren und Alkalien im Wasser oder im Boden angegriffen und es müssen gegebenenfalls besondere Zementarten, die gegen derartige Angriffe unempfindlicher sind, verwendet werden; einen Überblick über die am häufigsten angewendeten Sonderzemente und ihre Anwendungsbereiche gibt die Tabelle 46 (siehe S. 228 und 229).

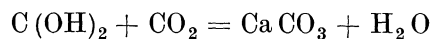
Die verschiedenen Zementarten besitzen je nach ihrer Zusammensetzung verschiedene Abbindezeiten. Die Abbindezeit von Portlandzement kann durch chemische Zusätze verkürzt oder verlängert werden. Kochsalz, Alaun und Ätzalkalien verkürzen die Abbindezeit, während ein Zusatz von Sulfaten die Abbindezeit verlängert. Bei der Anwendung

derartiger Mittel muß aber immer bedacht werden, daß durch sie die Festigkeit herabgesetzt wird.

Beton ist im allgemeinen nicht wasserdicht, weil jeder Beton Poren enthält.

Je nach dem Porenvolumen und dem mehr oder minder weiten Zusammenhang der Poren untereinander ist der Beton auch mehr oder minder wasserdurchlässig. Festigkeit und Wasserdichte stehen, wie schon erwähnt worden ist, in keinem gesetzmäßigen Zusammenhang. Um einen möglichst dichten Beton zu erhalten, müssen vor allem die Zuschlagstoffe derart gewählt werden, daß schon sie allein ein möglichst geringes Porenvolumen haben; Zement soll nur so viel gegeben werden, als für das sichere Verkitten aller Zuschlagstoffe erforderlich ist. Eine über dieses Maß hinausgehende Zementgabe wird zwar vorhandene Poren verstopfen, sie gibt aber leicht zu neuen Undichtigkeiten Anlaß, da es ja erwiesen ist, daß fettere Betonmischungen mehr zur Bildung von Schwindrissen neigen als magere. Um die Poren möglichst klein zu machen, sie womöglich ganz zu schließen, werden dem Beton als Zuschlagstoff vielfach Steinmehl, gemahlener Ton oder Traß beigemischt. Steinmehl und Ton sind lediglich ein Mittel zur Füllung der Poren und sie erhöhen wesentlich den erforderlichen Zementzusatz, da die einzelnen Körnchen miteinander verkittet werden müssen; die zur Verkittung nötige Zementmenge hängt aber, wie schon auf S. 221 geschildert worden ist, von der Oberfläche der zu verkittenden Körner ab.

Traß wirkt auch porenausfüllend, geht aber mit dem Zement eine chemische Bindung ein, die gerade bei der Beurteilung der Wasserdichtigkeit besonders in die Waagschale fällt. Im abgebundenen Beton sind bekanntlich erhebliche Mengen Kalziumhydroxyd enthalten, das im Wasser löslich ist und von den Sickerwässern ausgespült wird. Dieser Vorgang ist sowohl in Versuchskörpern, die in Apparaten zur Messung der Durchlässigkeit eingespannt sind, als auch an ausgeführten Bauwerken leicht nachzuweisen; dort, wo die Sickerwässer austreten und mit der Kohlensäure der Luft in Berührung kommen, bildet sich nach der Formel



unlöslicher Kalk, der in weißen Schichten den Beton überzieht. Diese Auswaschungen müssen, wenn sie entsprechend lang andauern, wenn sie schon nicht die Bildung einzelner, besonders weiter Sickerwege begünstigen, zu einer Schädigung der Festigkeit führen. Durch den Zusatz von Traß kann die Bildung von Kalziumhydroxyd beim

Abbinden verringert oder auch ganz verhindert werden, da sich das Kalziumhydroxyd mit dem Traß zu wasserunlöslichem Kalziumsilikat umsetzt.

Die Wasserdurchlässigkeit von Beton kann leicht durch Laboratoriumsversuche geprüft werden; hiezu werden scheibenförmige Proben von mindestens 7 cm Dicke in Durchmessern von 20 bis 60 cm hergestellt und in Geräten, wie sie in den Abb. 277 bis 280

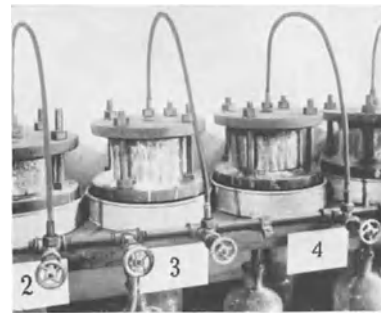


Abb. 279. Geräte zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit an kleinen Betonproben

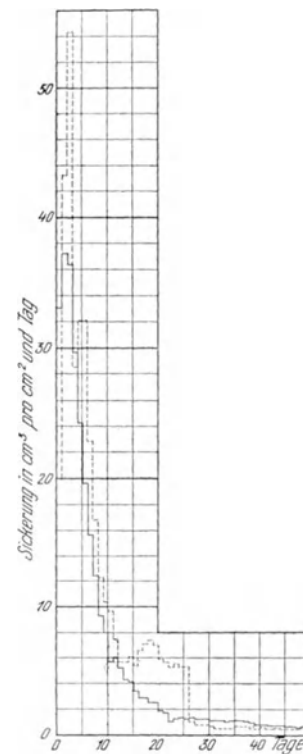


Abb. 281. Selbstdichtung von Beton

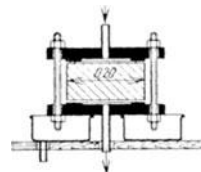


Abb. 280. Wie Abb. 279

Tabelle 46. Angaben über

Zementart	Gewöhnlicher Portlandzement (normgemäß)	Portlandzement, hochwertig
Chemische Zusammensetzung in v. H.	Kalk . . . . . 58,0 bis 66,0 Kieselsäure . . . . . 20,0 bis 26,0 Eisenoxyd . . . . . 2,2 bis 4,6 Tonerde . . . . . 4,0 bis 9,5 Magnesia . . . . . 0,0 bis 3,0 Alkalien . . . . . 0,2 bis 2,8 Schwefelsäure . . . . . 0,2 bis 2,2 Glühverlust . . . . . 0,2 bis 2,7 Rückstände, ungeschlossen . . . . . 0,1 bis 1,4	Nicht wesentlich anders als gewöhnlicher Portlandzement, nur sorgfältiger hergestellt
Beginn des Abbindens	Langsambinder . . . . . 3 bis 12 St. Normalbinder . . . . . 1 bis 3 St. Schnellbinder . . . . . $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ St. Gießzement . . . . . bis 5 Min.	Wie gewöhnlicher Portlandzement
Erhärtung Festigkeit der Normwürfel (1 Z + 3 Normensand)	Langsambinder: Nach 1 Tag Luft + 6 Tage Wasserlagerung 120 kg/cm <sup>2</sup> . Nach 1 Tag Luft + 6 Tage Wasser + 21 Tage Luftlagerung 250 kg/cm <sup>2</sup> . Portlandzement für Wasserbauten: Nach 1 Tag Luft + 27 Tage Wasserlagerung 200 kg/cm <sup>2</sup> . Schnellbinder haben geringere Festigkeiten	Nach 1 Tag Luft + 1 Tag Wasserlagerung 250 bis 300 kg/cm <sup>2</sup> . Nach 28 Tagen Luft- und Wasserlagerung 550 bis 600 kg/cm <sup>2</sup>
Schwinden und Quellen	Erst nach Jahren beendet	Nach 28 Tagen im wesentlichen beendet
Gewicht von 1 l eingesiebt . . . kg ingerüttelt . . . kg	0,958 1,438	0,960 1,490
Temperaturerhöhung beim Abbinden	∞ 10°	40° bis 50°
Anwendungsgebiet	Für alle Bauwerke, die in nicht angreifenden Böden oder Wasser zu stehen kommen. Durch Zuschlag von kieselsäurehaltigen Stoffen kann die Zerstörung des Kalkes im Beton verhindert werden	Für alle Bauwerke, bei denen es auf hohe Festigkeit, kurze Dauer der Schalung und rasch beendetes Schwinden ankommt

verschiedene Zementarten

Eisen- portlandzement	Hochofenzement	Erzzement	Schmelzzement (Tonerdezement)
Portlandzement 70 v. H. Hochofenschlacke, gekörnt (Kalk- Tonersilikat) 30 v. H.	Kalk..... 44,1 Kieselsäure ..... 27,7 Eisenoxyd ..... 1,3 Tonerde ..... 14,6 Magnesia ..... 7,8 Alkalien ..... 0,8 Schwefelsäure .... 3,1 Rückstände ..... 0,6	Portlandzement, in dem die Tonerde fast vollständig durch Eisen- oder Metall- oxyd ersetzt ist. Tonerdegehalt ≲ 1,5 v. H.	Kalk ..... 35 bis 40 Kieselsäure ..... 5 bis 15 Tonerde ..... 35 bis 45 Eisenoxyde ..... 10 bis 15
—	—	—	Wie Portlandzement
Festigkeit etwas höher als bei nor- malem Portland- zement	Festigkeit höher als bei normalem Portlandze- ment, Erhärtung aber wesentlich langsamer	—	Die Festigkeit ist im we- sentlichen binnen 24 Stun- den erreicht: Nach 24 Stunden 434 kg/cm <sup>2</sup> „ 7 Tagen 599 „ „ 90 „ 784 „
—	—	—	Hohe Schwindspannungen
—	—	—	1,046 1,625
—	—	—	Bis 100°
Wie Portland- zement	In moorigen Grund- wässern, im Seewasser, bei Einwirkung von Rauchgasen und über- all dort, wo dem Kalk im Zement Zerstörung droht	Im Seewasser und in sauren Wässern	In sulfathaltigen Wässern, überall wo der Kalk im Portlandzement zerstört würde und dort, wo auf rasche Erhärtung und hohe Festigkeiten Wert gelegt wird, z. B. für Ramm- pfähle



zu erkennen sind, einseitig dem Wasserdruck ausgesetzt. Damit das Wasser im wesentlichen nur senkrecht zu den ebenen Begrenzungsflächen der Scheiben durchsickert, werden die Proben in einen Mantel aus Eisenblech gestampft. Die Untersuchung einer Probe dauert bis zu mehreren Monaten; die Beobachtungen haben nämlich gelehrt, daß die Proben vielfach Wasser anfänglich durchlassen, daß aber im Laufe der Zeit eine Selbstdichtung eintritt, wie sie deutlich in den Auftragungen der Abb. 281 zu erkennen ist. Die Sickerung folgt dem Darcyschen Gesetz (Abb. 282), nach dem die Sickerung  $Q$  m<sup>3</sup>/sec durch eine Fläche von  $F$  m<sup>2</sup>

$$(487) \quad Q = k \frac{h}{l} F$$

beträgt;  $l$  bedeutet die Länge des Sickerweges, das ist hier die Dicke der Probe, und  $h$  den Druckabfall in Meter Wassersäule gemessen, hier also die in Meter Wassersäule gemessene Pressung des zugeleiteten Wassers.  $k$  wird die Durchlässigkeit genannt und ist eine Konstante der betreffenden Betonmischung; sie ist stets eine sehr kleine Zahl. Mit der aus Versuchen ermittelten Durchlässigkeit kann unter Verwendung der Formel (487) die Sickerung durch Bauwerke beliebiger Abmessungen leicht berechnet werden.

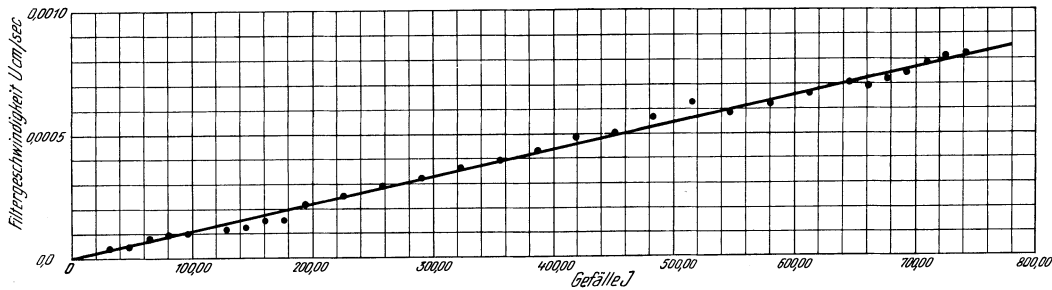


Abb. 282. Nachweis der Gültigkeit des Darcyschen Filtergesetzes für die Sickerung durch Beton

Neben der auf natürlichem Wege angestrebten Dichtung des Betons durch eine entsprechende Auswahl in der Körnung bzw. Kornmischung der Zuschlagstoffe wird die Dichtung vielfach auch durch künstliche Mittel versucht, die zum Teil schon den Zuschlagstoffen zugesetzt werden, zum Teil erst auf die Oberfläche des abgeordneten Betons als Putz, Anstrich oder Verkleidung aufgetragen werden.

Die zahlreichen Dichtungsmittel, die dem Beton beigemischt werden, können in Wasser abweisende und andere geschieden werden. Die Wasserabweisenden enthalten meist ölige Substanzen, Harze oder dgl.; von den im Handel vorkommenden seien genannt: Ceresit, Biber und Aquabar. Von den nicht wasserabweisenden wären zu erwähnen Schmierseife, Alaun, Wasserglas und Sikka. Bei der Anwendung eines Zusatzes zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit muß bedacht werden, daß die meisten Mittel die Festigkeit, oft nicht unwesentlich, herabsetzen. Bei der Verwendung von Mitteln, die unter Phantasienamen im Handel sind und deren chemische Beschaffenheit geheimgehalten wird, ist besondere Vorsicht am Platze, da eine Beurteilung der Einwirkung des Zusatzes auf den Beton nicht möglich und Überraschungen nicht ausgeschlossen sind.

Das Auftragen eines Putzes fetterer Mischung dichtet zwar, doch soll dieser Putz sehr bald nach der Betonierung auf die sorgfältig gereinigte Oberfläche aufgetragen werden, weil er sich sonst nicht gut mit dem Beton verbindet; auch muß der Putz, weil fettere Mischungen in besonderem Maße zum Schwinden neigen, anfänglich gut feucht gehalten werden. Für das Auftragen des dichtenden Putzes eignet sich bei größeren Bauten ganz besonders das Torkretgerät, das nicht

nur einen sehr fest haftenden, sondern auch einen besonders dichten Putz erzeugt. Statt des Putzes wird vielfach mit Besen oder Bürsten nur Zementmilch oder ein dünner Mörtel aus Zement und sehr feinem Sand am Beton verrieben, der oberflächlich die Poren schließt.

Getrockneter Beton kann schließlich auch durch besondere Anstriche gedichtet werden, von denen Goudron, Inertol, Preolit und Siderosthen genannt seien.

Auf Bauwerksteilen, die zeitweise durchnäßt und in diesem Zustande dem Frost ausgesetzt sind, hält sich Putz nicht lange, weil er durch das in den Poren frierende Wasser abgesprengt wird; die Zerstörungen durch Frost können binnen weniger Jahre auf beträchtliche Tiefen vordringen und den Bestand des Bauwerkes gefährden.

#### d) Besondere Baustoffe

Bei den Wasserbauten werden auch noch eine Reihe besonderer Baustoffe in den verschiedensten Formen angewendet, die in den einzelnen Abschnitten des Buches gelegentlich der Beschreibung der Bauwerke näher beschrieben werden.

Literatur: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton: Heft 23. Untersuchungen über die Längenänderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel. Ernst & Sohn. Berlin. 1913. Graf, O.: Volumänderungen des Betons usw. Zeitschr. VDI. 56/2, S. 2069. 1912. — Probst, E.: Vorlesungen über Eisenbeton. 2. Aufl. J. Springer. Berlin. 1923. — Derselbe: Beton. Anregungen zur Verbesserung des Materiales. J. Springer. Berlin. 1927. — Safir, B.: Beschaffenheit, zweckmäßige Mischungsverhältnisse und Ausbeute hydraulischer Baustoffe. Ernst & Sohn. Berlin. 1909. — Schoklitsch, A.: Wasserdurchlässigkeit von Baumaterialien und Sand. Wasserwirtschaft. 19, S. 691. 1926.

### Fünfter Teil

## Wasserversorgung

### I. Entwicklung, Zweck und Umfang der Wasserversorgungsanlage

An eine Wasserversorgungsanlage wird heute die Anforderung gestellt, den Bewohnern einer Ortschaft das gesamte Trink- und Haushaltswasser, das Wasser für den öffentlichen Bedarf und in der Regel auch jenes für ihre Beschäftigung sowie den Löschbedarf der Feuerwehr in ausreichender Menge und in jeder Hinsicht einwandfreier Beschaffenheit zu liefern.

In kleinen Siedlungen konnte der Wasserbedarf aus einigen wenigen Brunnen oder Quellen gedeckt werden; mit dem Anwachsen der Siedlungen stieg der Wasserbedarf aber rasch an und erreichte bald eine Größe, die die Ergiebigkeit der Brunnen überschritt, so daß das Wasser entfernterer Gebiete zur Versorgung herangezogen werden mußte. Die anwachsenden Siedlungen hatten aber in der Regel auch keine Einrichtungen für eine einwandfreie Ableitung der Abwässer und der Fäkalien und es kam daher bald zu ausgedehnter Verunreinigung des Bodens durch die versickernden Abwässer und zu Verseuchungen des aus dem Untergrund geschöpften Wassers, das oft Anlaß zur raschen Verbreitung gefährlicher Krankheiten gab. Sowohl der zunehmende Wasserbedarf als auch die Erkenntnis der Unzulässigkeit des Wasserbezuges aus dem unmittelbaren Bereich der Siedlungen zwangen dazu, größeren Ortschaften das Wasser von entfernten Fassungsstellen zuzuleiten.

Die ersten Wasserleitungen wurden schon im Altertum errichtet und es wurden hierbei ansehnliche Bauwerke, Stollen und Aquädukte, die vielfach noch heute in Verwendung stehen, errichtet. Die Wasserabgabe erfolgt meist an öffentlichen Brunnen, nur wenigen, besonders bevorzugten Häusern wurde Wasser zugeleitet.

In dem Maße, als die Herstellung von Rohren für die Fortleitung von Druckwasser vervollkommenet und verbilligt wurde, wurde die Abgabe an die Häuser immer allgemeiner und heute wird in der Regel gefordert, daß jede einzelne Wohnung ihren Zapfhahn erhält. Vielfach stand für eine zentrale Wasserversorgung Wasser in entsprechender Beschaffenheit und Menge nicht zur Verfügung und man hat in solchen Fällen ausnahmsweise auch eine doppelte Anlage errichtet, eine mit einwandfreiem Wasser für Genußzwecke und eine zweite, die meist nur klares, aber nicht unmittelbar genußfähiges Wasser, z. B. aus einem Fluß, für Nutzzwecke lieferte. Solche Einrichtungen haben sich aber wegen der hohen Rohrnetzkosten und wegen der häufig vorkommenden Verwechslungen nicht bewährt und werden in der Regel nicht mehr ausgeführt.

Wasserversorgungsanlagen müssen so bemessen werden, daß sie nicht nur den augenblicklichen Bedürfnissen angepaßt sind, sondern auch noch nach einer Reihe von Jahren den im Laufe der Zeit ansteigenden Bedürfnissen der stetig zunehmenden Bevölkerung entsprechen. Die Frist, für die solche Anlagen voraus zu bemessen sind, wird in der Regel zwischen  $n = 25$  bis 50 Jahren angenommen. Für das Ende dieses Zeitraumes werden alle jene Teile der Anlage sofort bei der Erbauung ausgeführt, die während des Betriebes schwer oder nur mit übermäßigem Aufwand zu vergrößern wären, wie z. B. Rohrleitungen, Talsperren u. dgl. Den Bedürfnissen einer kurzen Spanne Zeit werden jene Teile angepaßt, die leicht auszuwechseln sind oder die sich rasch abnutzen und veralten, wie z. B. die Einrichtung des Pumpenhauses, die Wassermesser u. dgl. Für welchen Zeitraum diese letzteren Teile der Anlage bemessen werden sollen, lehrt eine wirtschaftliche Betrachtung; ein Kapital  $K$  wächst z. B. bei einem Zinsfuß von 5 v. H. mit Zinsen und Zinseszinsen nach

5	7,5	10	12,5	14	18	Jahren auf
1,28	1,44	1,63	1,84	2,00	2,41	$K$

an, so daß es noch nicht unwirtschaftlich ist, wenn bei einem Teil der Anlage, statt ihn mit den Kosten  $K$  sofort auszubauen, z. B. nach 18 Jahren für die Vergrößerung wegen der Erschwernisse der 2,41fache Betrag aufgewendet wird, wobei noch gar nicht berücksichtigt ist, daß die ganzen Jahre die zu groß bemessenen Teile der Anlage zu unterhalten wären und daß sie überdies dann, wenn sie endlich ausgenützt werden könnten, veraltet sein können.

Über die Lebensdauer einzelner Teile einer Wasserversorgungsanlage und die mittleren Unterhaltungskosten gibt die nebenstehende Tabelle 47 Aufschluß.

Die leicht auswechselbaren bzw. vergrößerbaren Teile der Anlage sollten bei einem Zinsfuß von 4 v. H. für  $0,5 n$  Jahre, bei einem Zinsfuß von 5,5 v. H. für etwa  $0,4 n$  Jahre vorausbemessen werden.

Bei der Ermittlung des Wasserbedarfes ist nicht die augenblickliche Bevölkerungszahl  $E_0$ , sondern jene  $E_n$  nach  $n$  Jahren zu berücksichtigen; nimmt die Bevölkerung jährlich um  $z$  v. H. zu, so gilt für die Bevölkerungszahl  $E_n$  nach  $n$  Jahren die Beziehung

$$(488) \quad E_n = E_0 \left( \frac{100 + z}{100} \right)^n$$

Die jährliche Bevölkerungszunahme  $z$  in v. H. liegt in der Regel zwischen 2 und 4, doch können besondere Umstände, wie z. B. die Entdeckung von Heilquellen, Ansiedlung von Industrien, Eingemeindung von Vororten u. dgl. auch wesentlich größere  $z$  oder auch sprunghafte Änderungen der Einwohnerzahl bewirken.

Neben der Einwohnerzahl ist besonders in Landgemeinden auch der Viehstand zu berücksichtigen; für die Landgemeinden in Krain gilt z. B., daß auf einen Einwohner 0,45 Stück Hornvieh, 0,05 Stück Pferde und 0,40 Stück Kleinvieh entfallen.

Tabelle 47. Nutzungsdauer und Unterhaltungskosten

Gegenstand	Nutzungsdauer Jahre	Jährliche Unterhaltungskosten in v. H. des Neuwertes
Gebäude und Fundamente .....	60	0,5
Wasserbauten .....	50	1,2
Wasserkeller .....	60	0,5 bis 1
Wassertürme .....	50	1,5 „ 2
Dampfkessel .....	15	1 „ 2
Dampfturbinen .....	20	1 „ 2
Wasserturbinen .....	25	0,5 „ 1,5
Turbopumpen .....	25	0,25 „ 1,5
Dieselmotoren .....	15	1 „ 2
Elektromotoren .....	20	1 „ 1,5
Elektrische Schaltanlage .....	20	1,5 „ 2,5
Rohrleitungen .....	60	0,25 „ 1
Brunnen, Quellfassungen .....	60	1 „ 3
Armaturen .....	20	2 „ 10
Talsperren .....	100	0,1 „ 0,25
Stollen .....	100	0,5 „ 3,0
Filteranlagen .....	30	1 „ 4
Klär- und Reinigungsanlagen .....	30	1 „ 4
Elektrische Freileitungen .....	30	2 „ 4
Akkumulatorenbatterien .....	10	8,5 „ 10

Genauere Angaben über die Einwohnerzahl und ihre Änderung in den letzten zehn Jahren, die Aussichten über die weitere Zunahme der Bevölkerung sowie über den Viehstand werden am besten beim Gemeindeamt der zu versorgenden Ortschaft festgelegt.

Tabelle 48. Zunahme  $z$  der Bevölkerung einiger deutscher Städte in v. H.

Ort	1875/80	1880/85	1885/90
Berlin .....	2,85	3,42	3,70
München .....	4,05	2,47	6,07
Breslau .....	2,65	1,87	2,32
Hamburg .....	1,83	1,09	1,15
Leipzig .....	3,24	2,67	11,65
Köln .....	1,32	2,17	11,85
Dresden .....	2,28	2,34	2,41
Magdeburg .....	2,70	2,59	11,88
Frankfurt a. Main .....	1,17	2,25	3,23
Hannover .....	2,86	2,55	3,26
Königsberg .....	2,54	1,63	1,42
Düsseldorf .....	3,42	3,70	4,79
Altona .....	1,58	2,81	6,52
Nürnberg .....	1,80	3,15	4,18
Stuttgart .....	1,80	1,36	2,19
Chemnitz .....	4,00	3,10	4,63
Elberfeld .....	3,02	2,60	3,43
Bremen .....	1,86	1,81	0,43
Straßburg .....	2,07	1,42	1,96
Danzig .....	2,11	1,08	0,97
Barmen .....	2,12	1,44	2,42
Halle a. S. .....	3,39	2,75	4,37
Dortmund .....	2,88	3,30	2,75
Lübeck .....	2,64	1,70	2,76
Duisburg .....	1,99	2,87	3,29

## II. Der Wasserbedarf

Der Wasserbedarf hängt von der Einwohnerzahl, von den Lebensgewohnheiten und der Wohlhabenheit der Bevölkerung sowie vom Wasserpreis, von der Industrie, der Ausdehnung und Beschaffenheit der Straßen, Plätze und Gärten und vom Klima ab. Von besonderem Einfluß ist auch die Art der Wasserzumessung; bei Abgabe „à discretion“ gegen Pauschalzahlung wird viel mehr Wasser verbraucht als bei Abgabe durch Wassermesser. Diese bekannte Tatsache wird von den Wasserwerken auch ausgenutzt, indem sie, solange genügend Wasser da ist, gegen Pauschalzahlung abgeben, um die Bevölkerung an den Wasserverbrauch zu gewöhnen und wenn dann der Verbrauch vorzeitig an die Leistungsfähigkeit des Werkes heranreicht, Wassermesser einbauen, um dadurch den Verbrauch in vernünftige Grenzen zurückzuführen.

Der voraussichtliche mittlere Wasserverbrauch kann entweder aus der Tabelle 50, die den Bedarf für einzelne Einrichtungen enthält, ermittelt werden, oder er wird entsprechend den Erfahrungen an ähnlichen Wasserwerken angenommen. Erfahrungsgemäß liegt der mittlere Verbrauch pro Kopf und Tag in mittleren deutschen Städten zwischen 100 und 150 l und in Landgemeinden zwischen 40 und 80 l; hiezu kommt noch der Bedarf des Viehstandes und von Industrie und Gewerbe laut Tabelle 50. In den oben angeführten Zahlen ist der Verbrauch für öffentliche Zwecke schon enthalten.

Tabelle 49. Wasserverbrauch einiger Städte (1911)

Ort (Bezahlung des Wassers nach der Angabe der Wassermesser)	Ein- wohner- zahl <i>E</i>	Mittlerer Verbrauch pro Kopf und Tag	Verbrauch	Industrie	Öffent-	Eigenver-
			der Haus- haltungen v. H.	und Gewerbe v. H.	licher Verbrauch v. H.	brauch und Verlust v. H.
Ludwigslust .....	7 000	11	—	—	—	—
Klingental .....	6 000	14	—	—	—	—
Mainz .....	115 000	60	7,0	6,3	76,8	9,9
Offenbach .....	72 000	64	9,5	9,8	71,2	9,5
Kiel .....	185 000	66	8,8	1,8	66,9	22,5
Gleiwitz .....	68 000	71	37,4	3,7	50,2	8,7
Braunschweig .....	145 000	78	12,3	—	80,7	7,0
Darmstadt .....	87 000	95	4,3	8,5	79,8	7,4
Wiesbaden .....	113 000	116	6,6	8,0	66,1	19,3
Mühlheim a. R. ....	138 000	122	8,3	0,8	83,5	7,4
Essen (Stadt) .....	297 000	133	0,6	5,9	68,3	25,2
Worms .....	47 000	136	—	—	—	—
Elberfeld .....	205 000	139	0,9	2,4	70,7	26,0
Hamburg .....	888 000	141	2,6	96,5	—	0,9

In Großstädten schwankt der mittlere Bedarf pro Kopf und Tag sehr bedeutend, wie ein Blick in die Tabelle 49 lehrt.

Wie schon erwähnt wurde, nimmt im Laufe der Zeit der Wasserverbrauch pro Kopf und Tag in dem Maße zu, als sich die Bevölkerung an den Wasserbezug gewöhnt hat und ihn schätzen lernt. In Stuttgart hat z. B. von 1885 bis 1905 die Bevölkerung jährlich um 2,65 v. H., der Wasserverbrauch aber um rund 4 v. H. zugenommen; ähnlich nahm in Frankfurt von 1889 bis 1909 die Bevölkerung um 50 v. H., der Wasserverbrauch aber um 65 v. H. zu.

Zum Verbrauch für Versorgungszwecke kommen schließlich noch die bei jedem Wasserwerk unvermeidlichen Verluste und zwar Überlaufverluste am Behälter, die bei künstlicher Hebung tunlichst einzuschränken sind und die Verluste durch tropfende Hähne und Undichtigkeiten im Rohrnetz, die bei sorgfältig unterhaltenen Netzen 10 bis 15 v. H., bei älteren 20 v. H. und mehr ausmachen.

Tabelle 50. Wasserverbrauch bei verschiedenen Verrichtungen

Verrichtungen	Liter
Trinken, Kochen, Reinigen, pro Kopf und Tag .....	20 bis 30
Wäsche waschen, pro Kopf und Tag.....	10 „ 15
Abortspülung, einmal .....	5 „ 10
Pissoirspülung für 1 m Spüllänge in der Stunde .....	200
Wannenbad im Privathaus .....	350
Brausebad „ „ .....	20 bis 75
Gartenbesprengung pro m <sup>2</sup> und Tag .....	1,5
Besprengung von Hofflächen, Straßen und Fußwegen für den m <sup>2</sup> /Tag ..	1,5
Großvieh, pro Stück und Tag .....	50
Kalb, Schaf, pro Stück und Tag .....	8 bis 10
Schwein, pro Stück und Tag .....	10 „ 15
Reinigung eines Personenwagens .....	200
„ „ Lastwagens .....	40 bis 100
In Schulen für einen Schüler und Schultag .....	2
„ Kasernen für einen Mann und Verpflegstag .....	50
„ „ „ ein Pferd und Verpflegstag .....	60
„ Kranken- und Versorgungshäusern, pro Kopf und Tag .....	100 bis 650
„ Gasthöfen, pro Gast und Verpflegstag .....	100 „ 130
Ein Fleischer verbraucht mehr als ein anderer Einwohner um.....	20 v. H.
„ Bäcker verbraucht mehr als ein anderer Einwohner um.....	20 v. H.
„ Rauchfangkehrer verbraucht mehr als ein anderer Einwohner um ..	100 v. H.
Öffentliche Badeanstalten, für jedes Wannenbad samt Reinigung .....	500
„ „ „ „ Dampfbad samt Reinigung .....	bis 700
Öffentliches Schwimmbad, täglich für 1 m <sup>2</sup> .....	500
Öffentliche Ventilbrunnen ohne beständigen Abfluß, täglich .....	3000
„ „ „ „ mit „ „ „ „ .....	15000 bis 20000
Springbrunnen, klein, täglich .....	200 „ 500
„ „ groß, „ .....	bis 100000
Feuerpfosten, in der Sekunde .....	5 bis 10
Schlachthäuser für ein Stück Großvieh .....	300 „ 400
„ „ „ „ Kleinvieh .....	150 „ 200
Markthallen für 1 m <sup>2</sup> , täglich.....	5
Bahnhöfe, für jede in Dienst stehende Lokomotive, täglich .....	6000 bis 8000
Schnellzugslokomotiven, stündlich .....	bis 4000
Güterzugslokomotiven, stündlich .....	„ 3600
Reinigung eines Güterwagens .....	„ 1500
Waschanstalten, für 100 kg Wäsche .....	40 bis 80
„ „ „ einen Waschstand, täglich .....	1200
Bierbrauerei, für einen Hektoliter Bier, ohne Kühlung .....	500 bis 750
„ „ „ „ „ mit „ „ .....	1700 „ 2250
Verarbeitung von 1 kg Wolle zu Tuch .....	1000
„ „ 100 kg Zuckerrüben .....	1500
Erzeugung von 1 kg Zucker .....	100
„ „ 1 kg feines Papier .....	1500 bis 3000
„ „ 1 kg Druckpapier .....	400 „ 600
Verbauen von 1000 Ziegeln einschließlich Mörtelerzeugung .....	750
Herstellen von 1 m <sup>3</sup> Stampfbeton .....	125 bis 150
Eichämter, für 1000 l geeichte Gefäße .....	1100
Molkerei, für 1 l Milch .....	4 bis 6
Gasanstalten, für 1 m <sup>3</sup> erzeugtes Gas .....	5 „ 8

Der Wasserverbrauch innerhalb eines Jahres ist in einer Ortschaft nicht immer gleich, er wird besonders durch den Verlauf der Witterung beeinflusst und ist in nassen Jahren am kleinsten. Auch der Monatsbedarf schwankt innerhalb eines Jahres beträchtlich; so ist z. B. in Deutschland in den einzelnen Monaten der folgende Verbrauch in Bruchteilen des mittleren Monatsverbrauches  $M$  festgestellt worden.

Tabelle 51. Monatlicher Wasserverbrauch deutscher Städte in Teilen des mittleren Verbrauches

Monat	Dort- mund 1910	Berlin		Dresden 1910	Wies- baden 1910	Mann- heim 1909	Mittel- wert	Nord- deutsch- land	Süd- deutsch- land
		1909	1910						
Januar .....	0,95	0,93	0,88	0,88	0,88	0,98	0,92	0,88	0,70
Februar .....	0,89	0,84	0,82	0,79	0,82	0,86	0,83	0,80	0,70
März .....	0,95	0,94	0,92	0,90	0,94	0,99	0,94	0,89	0,80
April .....	0,96	0,95	0,97	0,99	1,01	0,96	0,97	0,96	0,90
Mai .....	0,99	1,07	1,08	1,11	1,17	1,16	1,10	1,15	1,10
Juni .....	1,01	1,10	1,24	1,16	1,14	1,08	1,12	1,19	1,25
Juli .....	1,03	1,09	1,08	1,08	1,04	1,09	1,07	1,05	1,30
August .....	1,06	1,14	1,11	1,10	1,09	1,06	1,10	1,15	1,30
September .....	1,03	1,06	1,04	1,12	1,05	0,98	1,03	1,06	1,25
Oktober .....	1,09	1,03	1,02	1,07	1,03	1,01	1,04	0,94	1,15
November .....	1,00	0,91	0,92	0,95	0,92	0,91	0,93	0,92	0,85
Dezember .....	1,04	0,92	0,94	0,98	0,90	0,93	0,95	0,91	0,70

Auch an den einzelnen Tagen einer Woche schwankt der Verbrauch; so ergaben z. B. Beobachtungen in Zürich, daß am

Montag ..... 104 v. H.                      Mittwoch .... 108 v. H.                      Samstag ... 107 v. H.  
 Dienstag .... 111 v. H.                      Donnerstag... 108 v. H.                      Sonntag ... 57 v. H.  
 Freitag ..... 105 v. H.

des Wochenmittels verbraucht werden.

Tabelle 52. Gang des stündlichen Verbrauches innerhalb eines Tages in deutschen Orten in v. H. des Tagesverbrauches

Zeit	Kleines Dorf	Landort	Durchschnitt deutscher Städte	Berlin	Branden- burg	Dortmund	Dresden	Hamburg	Mannheim	Wiesbaden	Bent, Hoppens Neuende	Breslau	Leipzig	Stuttgart
0 bis 1	0,8	2,0	1,60	1,9	1,00	3,27	0,97	2,07	0,61	1,50	1,19	1,40	1,98	4,2
1 „ 2	0,8	1,0	1,55	1,7	1,00	3,25	0,67	1,88	0,53	1,20	0,89	1,78	1,76	0,8
2 „ 3	0,0	0,5	1,46	1,7	0,75	3,00	0,96	1,79	0,53	1,50	0,89	1,67	1,72	1,0
3 „ 4	0,0	0,5	1,48	1,7	0,75	2,98	0,99	1,69	0,45	1,70	0,89	1,52	2,04	1,1
4 „ 5	0,0	0,5	2,00	1,5	1,75	2,99	0,69	1,75	0,91	1,80	1,19	2,16	2,32	1,0
5 „ 6	13,3	2,0	2,90	2,4	3,50	2,74	1,24	1,98	3,20	2,00	2,68	3,86	2,55	1,4
6 „ 7	12,0	3,0	4,85	3,6	5,25	3,93	6,49	4,34	5,00	2,30	6,37	5,17	5,05	4,0
7 „ 8	4,8	3,0	5,40	5,7	7,00	4,09	5,96	5,35	6,28	7,40	5,77	5,60	5,60	4,8
8 „ 9	1,6	4,0	5,73	6,3	6,00	4,35	5,89	5,35	5,91	6,10	6,37	5,55	5,40	4,7
9 „ 10	4,3	4,0	5,65	6,5	7,00	4,69	6,55	5,93	5,91	6,60	7,85	5,42	6,25	6,8
10 „ 11	1,6	6,0	5,74	6,5	6,50	5,14	6,57	6,04	6,28	5,80	8,15	5,53	5,04	5,8
11 „ 12	7,0	8,0	5,93	6,3	6,00	5,48	6,72	5,74	5,53	4,90	7,85	5,77	5,01	5,4
12 „ 13	15,1	10,5	5,16	5,8	5,25	5,22	6,03	5,29	4,77	5,20	5,47	5,22	4,86	4,8
13 „ 14	5,5	9,0	5,43	5,9	5,75	4,98	6,17	5,65	5,72	6,20	6,37	5,53	5,69	5,6
14 „ 15	0,3	8,0	5,61	6,4	5,75	5,01	6,54	5,77	6,17	6,20	5,77	5,81	5,37	8,4
15 „ 16	1,4	4,0	5,75	6,0	5,75	5,55	6,56	5,54	6,17	5,70	5,17	5,50	5,51	5,1
16 „ 17	1,6	3,0	5,55	5,6	5,75	5,31	6,51	5,50	6,17	5,70	5,77	5,19	5,07	5,1
17 „ 18	1,6	3,0	6,05	5,3	7,00	5,55	5,25	5,23	6,36	6,30	4,88	5,35	5,51	8,5
18 „ 19	4,6	7,0	5,60	4,7	6,00	4,61	4,63	4,45	5,98	5,30	3,98	5,18	5,51	5,0
19 „ 20	6,3	7,5	4,81	4,0	4,25	3,56	4,23	4,24	5,98	4,60	3,57	4,98	4,56	5,2
20 „ 21	11,1	4,5	4,05	3,3	3,00	3,79	3,95	3,83	5,11	4,10	3,57	4,10	4,42	5,2
21 „ 22	6,3	4,0	3,41	2,7	2,00	3,76	2,76	3,98	4,35	3,30	2,68	3,17	3,90	2,0
22 „ 23	0,0	3,0	2,39	2,4	1,75	3,79	2,16	3,80	1,51	2,90	1,49	2,37	2,96	2,1
23 „ 24	0,0	2,0	1,90	2,1	1,25	3,26	1,54	2,81	0,57	1,70	1,19	2,19	1,93	2,0

Am bedeutendsten sind aber, wie ein Blick in die nebenstehende Tabelle 52 lehrt, die Schwankungen des Wasserbedarfes innerhalb eines Tages, denn die Entnahme des Wassers hängt eng mit den Lebensgewohnheiten und der Beschäftigung der Bevölkerung zusammen.

An einem Tag im Jahre ist der Verbrauch am größten und an diesem Tage tritt auch der höchste Verbrauch in der Stunde auf, der für die Bemessung der Rohre maßgebend ist. Das Verhältnis des größten Tagesverbrauchs zum mittleren Tagesverbrauch im Jahre beträgt in der Regel 1,5 bis 1,6 : 1, doch kommen auch Verhältnisse bis über 2 : 1 vor. Der größte stündliche Wasserverbrauch am Tage des stärksten Verbrauches, also der größte stündliche Verbrauch im Jahre, beträgt in der Regel 10 bis 17 v. H., in Ausnahmefällen in ganzen kleinen, ländlichen Versorgungsnetzen bis 25 v. H. des mittleren Tagesverbrauches.

### III. Die Beschaffenheit natürlichen Wassers und guten Trinkwassers

Die in der Natur vorkommenden Wässer enthalten vielfach Verunreinigungen, die zum Teil entfernt werden müssen, wenn das Wasser trinkbar werden soll; diese können in drei Gruppen geschieden werden, nämlich in

1. ungelöste, die das Wasser schwimmend oder schwebend enthält und die entweder aus anorganischen Stoffen, wie Erde, Sand, Staub und dergleichen, oder aus organischen Stoffen, wie Resten von Pflanzen und Tieren, ferner kleinsten Lebewesen (Plankton), Bakterien und anderem bestehen,

2. gelöste Verunreinigungen, von denen die Verbindungen des Kalziums, Magnesiums, Eisens, Mangans, Stickstoffes und des Chlors die wichtigsten sind, und

3. kolloidale Verunreinigungen, das sind gequollene, halbgelöste Stoffe, wie z. B. die Verbindungen der Huminsäure.

Die ungelösten anorganischen Verunreinigungen können zum Teil schon mit freiem Auge an der durch sie hervorgerufenen Verminderung der Durchsichtigkeit und an der durch sie bewirkten Färbung des Wassers erkannt werden; die organischen werden durch mikroskopische Untersuchung des Wassers festgestellt. Während die ersteren in hygienischer Hinsicht meist für sich belanglos sind und nur das Aussehen des Wassers ungünstig beeinflussen, sind sie doch im Verein mit den letzteren für die Beurteilung des Wassers von größter Bedeutung, denn sie sind die Träger von Bakterienkolonien, unter denen sich gesundheitsschädliche, sogenannte pathogene, befinden können.

Die kleinsten Lebewesen, die im Wasser vorkommen, werden in das Plankton und in das Nanno-Plankton geschieden, zu dem auch die Bakterien gehören; das erstere, deutsch auch Gewebe genannt, umfaßt alle Tiere und Pflanzen, die im freien Wasser leben und deren Eigenbewegung nicht so stark ist, daß sich die betreffenden Organismen von der Bewegung des Wassers unabhängig machen könnten. Das Plankton kann durch Siebe mit einer Maschenweite von 0,04 bis 0,05 mm aus dem Wasser geschieden werden; diese Siebe werden Planktonnetz genannt und bestehen meist aus Müllergaze Nr. 20; die feinsten Planktonten, das sogenannte Nanno-Plankton, wird vom Wasser durch die Netzmaschen gespült und kann durch Zentrifugieren einer Wasserprobe ausgeschieden werden. Das Plankton kann zum Teil schon mit freiem Auge, zum Teil bei mäßiger Vergrößerung genau wahrgenommen werden; als Beispiele ist in den Abb. 283 bis 285 das Plankton dreier Wasserproben dargestellt.

Die Bakterien sind die kleinsten überhaupt bekannten Lebewesen; sie leben auf den organischen Verunreinigungen und dem Plankton bzw. den Überresten desselben. Frei im Wasser kommen sie nur vorübergehend vor, wenn sie von ihrer Unter-



lage auf irgend eine Weise losgelöst werden. Sie sind einzellige Lebewesen, die sich durch Vibrationen haarartiger Ansätze, der sogenannten Geißeln, fortzubewegen vermögen und sie haben eine ungeheure Fortpflanzungsfähigkeit durch einfache Teilung, so daß sich ihre Zahl bei günstigen Lebensbedingungen, besonders bei günstiger Temperatur, binnen weniger Stunden vervielfachen kann. Neben der großen Zahl für die Gesundheit des Menschen belangloser Bakterien kommen im Wasser auch sogenannte pathogene vor, die schwere Erkrankungen hervorrufen; unter

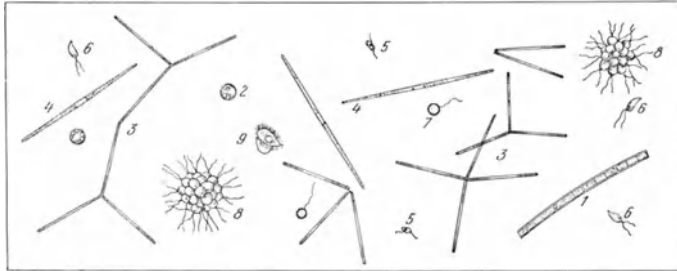


Abb. 283. Geschwebe in 1 cm<sup>3</sup> Wasser aus dem Landwehrkanal in Berlin. Vergrößerung 80-fach. 1 *Melosira granulata*. 2 *Stephanodiscus Hautzschianus*. 3 *Diatoma elongatum*. 4 *Sanendra Acuz.* 5 *Bode ovatus*. 6 *Acyptomanas erosa*. 7 *Trachelomonas volvocina*. 8 *Synura uvella*. 9 *Cyclidium glaucoma*

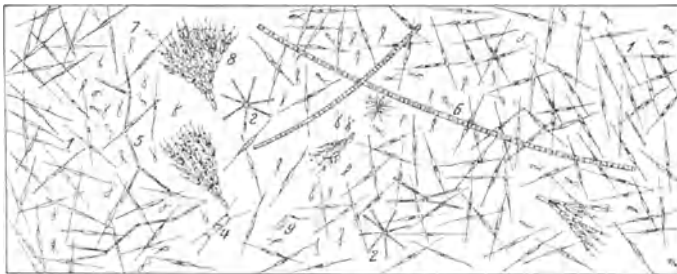


Abb. 284. Geschwebe in 1 cm<sup>3</sup> Wasser aus dem Neuen See im Tiergarten in Berlin. Vergrößerung 40-fach. 1 *Rhizosolenialongiseta*. 2 *Asterionella gracilluna*. 3 *Synedra actinastroides*. 4 *Attheya Zachariasii*. 5 *Diatoma elongatum*. 6 *Meso irabinderana*. 7 *Cryptomonas erosa*. 8 *Dinobryon sertularia*. 9 *Euglena cles*

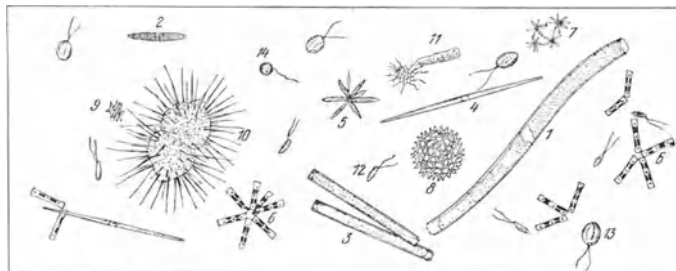


Abb. 285. Geschwebe in 1 cm<sup>3</sup> Wasser aus der Oder bei Frankfurt. Vergrößerung 80-fach. 1 *Nitzschia sigmoidea*. 2 *Navicula* sp. 3 *Synedra vena*. 4 *Syn. Acus*. 5 *Syn. actinastroides*. 6 *Asterionella gracillima*. 7 *Actinastrum K.* 8 *Pediastrum Borgan*. 9 *Scenedesmus ac.* 10 *Actinosphaerum eichhorni*. 11 *Anthophysa veg.* 12 *Ocyprum. e.* 13 *Chlamydomonas obtusa*. 14 *Trachelomonas volv.*

Abb. 283 bis 285. Geschwebe. (Nach Preuß. Landesanstalt für Wasser-, Luft- und Bodenhygiene, Berlin-Dahlem)

ihnen sind die Erreger des Typhus (Abb. 286, 287) und jene der Cholera die gefürchtetsten.

Das Auffinden pathogener Bakterien im Wasser ist in der Regel eine Sache des Zufalles und es wird die bakterielle Verunreinigung des Wassers daher einfach durch die Zahl der in einem Kubikzentimeter enthaltenen Bakterien überhaupt angegeben. Eine Bakterienart, der bei der Wasserbeurteilung besondere Aufmerksamkeit geschenkt wird, ist der *Bacillus coli*, der im Darm von Kalt- und Warmblütern in Abarten lebt. Diese Bakterienart, die nicht gesundheitsschädlich ist, ist relativ leicht nachzuweisen; findet sich im Wasser Warmblüter-*Bacillus coli*, so ist das aber ein Beweis dafür, daß Fäkalien in das betreffende Wasser gelangt sind und es steht zu befürchten, daß auch pathogene Bakterien aus den Fäkalien hineingelangen können;

solches Wasser wird daher als verdächtig behandelt und besonders sorgfältig beobachtet.

Die auszuscheidenden gelösten Stoffe aus dem Wasser können durch Zusätze in unlösliche umgewandelt werden und meist relativ leicht ausgeschieden werden; besondere Schwierigkeiten bereiten nur lange Zeit hindurch die Kolloide. Kolloide Lösungen sind nicht reine Lösungen, sondern sie stehen den Suspensionen näher; die feinen Teilchen, die nur mit dem Ultramikroskop wahrgenommen werden können, sind in rascher Hin- und Herbewegung begriffen, die als Brownsche Wimmelpbewegung bekannt ist. Während Salze einer Lösung durch eine Membrane in die weniger konzentrierte Lösung diffundieren (ein Vorgang, der Osmose genannt wird), werden kolloid gelöste Stoffe durch eine Membran zurückgehalten.

Die in ihrem Lösungsmittel schwebenden Teilchen sind elektrisch aufgeladen, und zwar je nach der Substanz positiv oder negativ. Werden zwei kolloide Lösungen mit verschiedener elektrischer Ladung gemischt, so gleichen sich die Ladungen aus und die Teilchen fallen aus. Von dieser Erscheinung wird bei der Trinkwasserreinigung Gebrauch gemacht; in Posen hat man z. B. ein huminstoffhaltiges

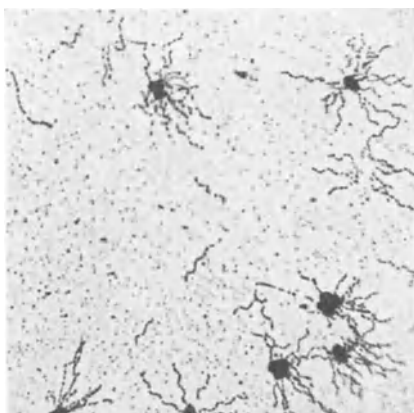


Abb. 286. Typhusbakterien mit Geißeln, 2000-fach vergrößert. (Prof. F. Fuhrmann, Graz)

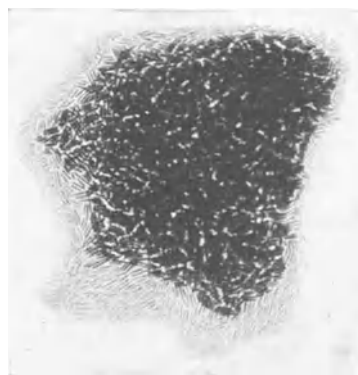


Abb. 287. Kolonie von Typhusbakterien, 800-fach vergrößert (Prof. F. Fuhrmann, Graz)

Tiefengrundwasser und ein eisenhaltiges Flachgrundwasser gemischt und so beide Verunreinigungen zum Ausfallen gebracht.

Gutes Trinkwasser soll vollkommen klar, farblos und frei von Sinkstoffen sein; in dickeren Schichten soll das Wasser bläuliche Färbung zeigen. Huminstoffe, Eisengehalt und organische Stoffe färben das Wasser gelblich. Gutes Wasser soll auch geruchlos sein und es darf unter keinen Umständen Fäulnisgeruch besitzen. Es soll auch keinen ausgesprochenen Geschmack haben; Kohlensäure gibt dem Wasser erfrischenden Geschmack, geringe Härte macht das Wasser fade schmeckend. Bei der Beurteilung des Geschmackes macht die Gewöhnung sehr viel aus und erfahrungsgemäß haben Frauen ein empfindlicheres Geschmacksempfinden als Männer.

Die Temperatur von Grundwasser ist, wenn es aus Tiefen von 10 bis 15 m stammt, das ganze Jahr annähernd gleich und etwas höher als die mittlere Jahrestemperatur. Wasser, das aus größeren Tiefen stammt, ist um so wärmer, je größer die Überlagerung ist. Wenn Wasser in einem längeren Stollen gefaßt wird, so sind die Zuflüsse zum Stollen um so wärmer, je höher die betreffende Stelle im Stollen, an der das Wasser zusickert, überlagert ist. Die Temperaturunterschiede können auf kurzen Stollenstrecken mehrere Grade ausmachen. Wasser, das aus der Oberflächen-

Tabelle 53. Preußische Vorschriften zur Sicherung gesundheitsgemäßer Trink- und Nutzwasserversorgung

Temperatur	Möglichst zwischen 7 und 11° C, Grenzen: nicht unter 4° und nicht über 15° C
Aussehen	Klar und farblos
Geruch	Nicht faulig oder kohlartig, sondern vollkommen geruchlos
Geschmack	Frisch, prickelnd, nicht fad, tintenartig
Reaktion	Neutral oder schwach alkalisch, nicht sauer wegen Angriff auf Eisen und Beton
Ammoniak	Nur Spuren. Bedenklich, wenn entstanden durch Fäulnis stickstoffhaltiger organischer Substanzen
Salpetrige Säure	Nur Spuren. Meist Indikator für Fäkalverunreinigung
Salpetersäure	Nicht über 20 mg/l, unbedenklich, wenn Wasser, sonst unbedenklich, besonders kein Ammoniak und keine salpetrige Säure enthält
Härte (1° = 10 mg CaO im Liter = = 14 mg MgO)	5 bis 10°, womöglich nicht über 25°; ganz weiches Wasser ist ungesund
Eisen	Möglichst eisenfrei. Unbedenklich und leicht zu entfernen
Mangan	Unbedenklich
Blei	Möglichst bleifrei; Höchstgehalt 0,35 mg/l
Chlor	Nicht über 30 mg/l; mitunter Indikator für Fäkalverunreinigung
Freie Kohlensäure und Sauerstoff	Angenehm im Geschmack; bei saurer Reaktion werden Metalle und Mörtel angegriffen
Schwefelwasserstoff	In eisenhaltigem Grundwasser unbedenklich. Sonst Indikator für Verunreinigungen durch Siedlungen und Industrie
Kali	Über 10 mg/l verdächtig wegen Fäkalverunreinigung
Kieselsäure	Unbedenklich
Schwefelsäure	Nicht über 100 mg/l. Wenn viel, dann verdächtig wegen Verunreinigung durch Abwässer
Phosphorsäure	Möglichst null; verdächtig wegen Fäkalverunreinigung
Aluminium	Unbedenklich
Abdampfrückstand	Womöglich nicht über 500 mg/l
Permanganatverbrauch	Möglichst unter 12 mg/l
Organismen	Möglichst wenig; keine pathogenen Keime

schicht stammt, weist starke Temperaturschwankungen auf. Solches Wasser wird als verdächtig angesehen, weil die Möglichkeit besteht, daß nicht hinreichend gefiltertes Oberflächenwasser in die Fassungsstelle gelangt. Temperaturmessungen müssen an Fassungsstellen entweder vor der Betonierung oder längere Zeit nachher ausgeführt werden, weil der Beton sich während des Abbindens beträchtlich erwärmt und längere Zeit hindurch die Fassungsstelle heizt.

In der nebenstehenden Tabelle 53 sind als Beispiel die Bedingungen angeführt, denen ein Wasser genügen muß, damit es in Preußen zum Genuß zugelassen wird.

#### IV. Die Untersuchung des Trinkwassers

Jedes Wasser, das für die Wasserversorgung verwendet werden soll, muß vor allem auf seine Eignung untersucht werden. Die endgültige Untersuchung darf grundsätzlich nur von einem Fachmanne ausgeführt werden, der Bauingenieur kann nur die Proben entnehmen und Voruntersuchungen anstellen.

Für die Entnahme der Proben geben die Vorschriften der Landesanstalt für Wasserhygiene in Dahlem-Berlin die folgenden Anhaltspunkte:

Von jeder Wasserprobe sind mindestens 3 l einzusenden. Zur Verwendung sind reine Glasflaschen mit Glasstopfen zu verwenden, die mindestens dreimal mit dem zu untersuchenden Wasser vorgespült worden sind; nur ausnahmsweise dürfen neue Korke verwendet werden. Ein Versiegeln des Korkes ist unzulässig. Auf jeder Flasche ist Zeit und Ort der Entnahme anzugeben. Bei der Entnahme der Probe aus Brunnen muß vorher mindestens 20 Minuten gepumpt werden. Bei Wasserleitungen muß das Wasser vor der Entnahme der Probe ebenfalls 20 Minuten laufen. Zum Schöpfen der Proben aus Brunnen ohne Pumpe dürfen nur Eimer verwendet werden, die unmittelbar vorher mit siedendem Wasser sorgfältig gereinigt wurden. Quell-, Fluß- und Teichwässer werden ohneweiters in die entsprechend vorbereiteten Flaschen gefüllt.

Um zu verhindern, daß bei längerer Aufbewahrungszeit organische Schwebstoffe durch Bakterien zersetzt werden, werden auf jeden Liter einige Tropfen Chloroform zugesetzt. Solche Proben eignen sich natürlich für bakteriologische Untersuchungen nicht.

Unmittelbar an der Entnahmestelle wird mit einem auf 0,1° geteilten Thermometer die Wassertemperatur ermittelt.

Die Messung der Klarheit und Durchsichtigkeit ist in der Regel nur nötig, wenn Oberflächenwasser zu untersuchen ist; sie erfolgt im Durchsichtigkeitszylinder, auf dessen Boden die Snellensche Schriftprobe Nr. 1

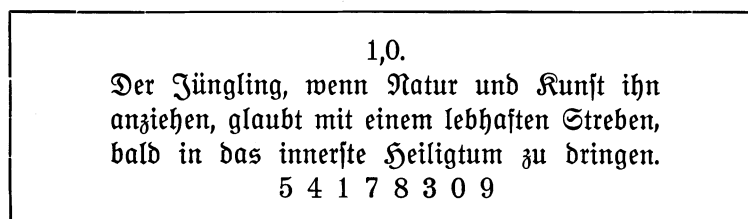


Abb. 288. Snellensche Schriftprobe Nr. 1

liegt. Der Zylinder wird mit dem zu untersuchenden Wasser gefüllt und man läßt aus ihm so lange Wasser auslaufen, bis die Buchstaben deutlich sichtbar sind und gibt die Höhe der Wassersäule an. Wegen des Absetzens der Sinkstoffe ist rasches Arbeiten nötig.

Die Farbe des Wassers wird in einem Glaszylinder (25 mm weit) ermittelt,

der ebenen Boden hat, mit einer schwarzen Hülle überzogen ist und 40 cm hoch gefüllt ist, indem man gegen eine weiße Porzellanunterlage blickt. Trübes Wasser muß vorher filtriert werden.

Um den Geruch festzustellen, werden etwa 200 cm<sup>3</sup> Wasser bei normaler Temperatur und dann nach Erhitzen auf 50° C berochen. Bei Anwesenheit von Schwefelwasserstoff erkennt man andere Gerüche nach Einwerfen einiger Kupfersulfat-kriställchen.

Der Geschmack des Wassers wird in Kostproben bei 10 bis 12° und bei 30 bis 35° C ermittelt.

In der Versuchsanstalt werden dann vom Fachmanne Untersuchungen betreffend die Menge der schwebenden Stoffe, die Reaktion, den Gehalt an Ammoniak, salpetriger Säure, Salpetersäure, Eisen, Mangan, Blei, Chlor, über die Härte des Wassers, über seinen Gasgehalt (freie Kohlensäure, Sauerstoff, Schwefelwasserstoff), über die Fäulnisfähigkeit (Kaliumpermanganatverbrauch) ausgeführt und schließlich erfolgt auch noch eine biologische Untersuchung.

Die Untersuchungsanstalt spricht dann in ihrem Gutachten aus, ob das Wasser für Trinkzwecke verwendbar ist, bzw. welche Maßnahmen zu treffen sind, um es trinkbar zu machen. Jedenfalls sollen an die Untersuchungsanstalt auch Fragen über das Verhalten des Wassers bei Berührung mit den verschiedensten Leitungsmaterialien, wie Blei, Zink, Kupfer, Messing, Eisen, Beton, gestellt werden, um einerseits nicht durch das Auftreten gesundheitsschädlicher Salze im Wasser und andererseits durch vorzeitige Zerstörung von Leitungsteilen überrascht zu werden.

Die Ergebnisse der chemischen und der bakteriologischen Untersuchung des Wassers für sich reichen aber zur endgültigen Beurteilung des Wassers noch nicht hin; von fast ebensolcher Bedeutung ist die Kenntnis der Lage der Fassungsstelle in bezug auf Quellen der Verunreinigung und der geplanten Maßnahmen zur Hintanhaltung solcher Verunreinigungen. Die Landesanstalt für Wasserhygiene in Dahlem-Berlin verlangt daher zur Beurteilung eines Wassers noch die Beantwortung der folgenden Fragen:

1. Wo liegt das betreffende Gelände (Höhenlage über NW, Entfernung vom Ort)?

2. Liegt die Entnahmestelle im Überschwemmungsgebiet (wie oft im Jahr kommen Überschwemmungen vor)?

3. In welcher Umgebung liegt die Entnahmestelle? Beschreibung des Geländes, der Bodenbewirtschaftung, künstliche oder natürliche Düngung; Angaben über Abführung des Tagwassers, benachbarte Wohnstätten, Fabriken, Ställe, Dunggruben, Schindäcker, Friedhöfe, Rieselanlagen, vorüberführende Wege, Wasserläufe, Gräben, Rinnsteine, Abwasserkanäle usw.; in solchen Fällen ist zeichnerische Darstellung der Umgebung, durch Profile erläutert, nötig.

4. In welcher Tiefe unter der Erdoberfläche soll das Wasser entnommen werden? Angaben über die Bodenschichten, aus denen das Wasser stammt; Beschaffenheit, Mächtigkeit und Folge der einzelnen Schichten, allenfalls Zeichnung des Bodenprofils beizulegen; von wem sind die geologischen Feststellungen gemacht worden?

5. Sind Vorkehrungen zum Schutze der Entnahmestelle gegen Verunreinigungen beabsichtigt und welche?

6. Ist das Gelände Gemeindegut oder wird Kauf beabsichtigt und in welchem Umfange? Wenn nicht, welche Vertragsbestimmungen mit dem Eigentümer wegen Grundstückbenutzung, Unterlassung von Düngung mit menschlichen und tierischen Abfallstoffen sind beabsichtigt?

7. Ist die Entnahmestelle schon geschürft oder gefaßt? (Beschaffenheit der Fassung, Holz, Mauerwerk mit betonierten, offenen, mit Moos verstopften Fugen);

bei Brunnen: ist der Brunnenkessel offen oder abgedeckt? Womit? Haben sich im Schürfgraben oder in der Fassung Absätze von Eisenschlamm gezeigt?

8. Wann und durch wen wurden die Wasserproben für die Wasseruntersuchung entnommen?

Erst auf Grund dieser Daten kann ein Ergebnis der Wasseruntersuchung hygienisch richtig gedeutet werden.

In jeder Wasserversorgungsanlage sollen nach Aufnahme des Betriebes periodische, in größeren Anlagen aber laufende Überprüfungen des Wassers ausgeführt werden. Ein besonders einfaches und öfter angewendetes Verfahren besteht in der Messung und oft auch laufenden Registrierung der elektrischen Leitfähigkeit des Wassers. Änderungen der Härte und des Gehaltes an anderen Stoffen ändern auch die Leitfähigkeit, nur Kolloide und Sinkstoffe sowie Bakterien können nicht nachgewiesen werden. Diese Methode läßt zwar Veränderungen in der Beschaffenheit des Wassers qualitativ nicht unmittelbar erkennen, eine Änderung der Leitfähigkeit läßt aber jedenfalls auf hygienisch verdächtige Änderungen der Wasserbeschaffenheit schließen, die dann durch genauere Untersuchungen aufzuklären sind, so daß also die Änderung der Leitfähigkeit gleichsam als Signal zur Vorsicht aufzufassen ist.

Literatur: Dost, K. und Hilgermann, R.: Taschenbuch für die chemische Untersuchung von Wasser und Abwasser. Jena. 1908. — Gärtner, A.: Die Hygiene des Wassers. Braunschweig: F. Vieweg & Sohn. 1915. — Klut, H.: Die Untersuchung des Wassers an Ort und Stelle. Berlin: J. Springer. 1911. 5. Aufl. 1927. — Kruse, W.: Die hygienische Untersuchung und Beurteilung des Trinkwassers. Weyls Handbuch der Hygiene, I. Bd., I. Abt. Leipzig: J. Ambrosius Barth. 1919. — Migula, W.: Compendium der bakteriologischen Wasseruntersuchung nebst vollständiger Übersicht der Trinkwasserbakterien. Wiesbaden: Nemann. 1901. — Ohlmüller, W. und Spitta, O.: Die Untersuchung und Beurteilung des Wassers und des Abwassers. 4. Aufl. Berlin: J. Springer. 1921. — Preuß. Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene zu Berlin-Dahlem. Grundzüge der Trinkwasserhygiene. Berlin: Laubsch u. Everth. 1926. — Wilhelmi, J.: Der Wert der biologisch-mikroskopischen Wasseranalyse für die Beurteilung von Trinkwasserversorgungsanlagen. Wasser und Gas, 13, S. 717. Berlin. 1923.

## V. Die Reinigung und Veredlung des Trinkwassers

Natürliche Wässer müssen vielfach, bevor sie dem menschlichen Genusse zugeführt werden können, gereinigt und veredelt werden; unter dem Begriffe der Wasserreinigung werden alle Maßnahmen zusammengefaßt, die zur Entfernung hygienisch bedenklicher Bestandteile im Wasser erforderlich sind und unter der Veredlung versteht man die Vorkehrungen, die getroffen werden, um einem an sich schon genußfähigen Wasser besseren Geschmack, bessere Farbe u. dgl. zu geben oder Stoffe zu entfernen, die aus betriebstechnischen Gründen oder mit Rücksicht auf Aussehen und Geschmack unerwünscht sind.

Die Wahl der Reinigungs- und Veredlungsverfahren hängt in erster Reihe von den zu entfernenden Stoffen ab und der Bauingenieur kann sie in der Regel nur im Einvernehmen mit dem Chemiker ausführen; es soll daher nur ein Überblick über die gebräuchlichen Verfahren soweit gegeben werden, als es die bauliche Durchbildung der Anlagen erfordert.

Als hauptsächlichste Reinigungsarbeiten kommen in Betracht: die Klärung, die Beseitigung von organischen Stoffen und der Huminstoffe, die Beseitigung des Planktons, die Beseitigung der Bakterien, während als wichtigste Veredlungsmaßnahmen die Entfärbung, die Beseitigung des Geruches, die Enteisung, die Manganbeseitigung, die Beseitigung von freiem Sauerstoff und der Kohlensäure, die Enthärtung, die Geschmacksverbesserung und die Temperaturverbesserung zu erwähnen sind. Eine Beseitigung des Chlors ist bis heute verlässlich nicht gelungen. Sind für irgend eine Arbeit mehrere Verfahren möglich, so wird das mit

Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse und die Kosten günstigste angewendet. Sind mehrere Verunreinigungen zu entfernen, so können mitunter kombinierte Verfahren angewendet werden.

#### a) Klärbecken und Filter

Klärbecken werden zur Vorreinigung von Oberflächenwasser verwendet, wenn es durch grobe Schwebestoffe oder durch tonige Trübungen verunreinigt ist. Durch die Anlage von Klärbecken wird die für die vollständige Reinigung des Wassers nötige Filterfläche nicht verringert, sondern nur die Benutzungsdauer der Filter

zwischen zwei Reinigungen erhöht.

Bei der Klärung stehen zwei Betriebsarten der Becken in Anwendung, der Wechselbetrieb und der fortlaufende Betrieb. Beim ersteren wird das Klärbecken mit zu klärendem Wasser gefüllt, das darin etwa 24 Stunden ruhig verweilt; Füllung, Entleerung und Beruhigung des Wassers erfordert bei großen Becken fast ebensoviel Zeit. Beim fortlaufenden Betriebe, der in der Regel angewendet wird, läßt man das Wasser durch das Becken mit Geschwindigkeiten bis 0,005 m/sec fließen und man bemißt die Beckenlänge derart, daß das zu klärende Wasser 6 bis 20 Stunden im Becken verweilt.

Die Klärung wird eine vollkommeneren, wenn die Schlammfallzeit gering, also die Klärbeckentiefe klein gewählt wird. Von besonderer Wichtigkeit ist es, das Wasser dem Klärbecken über die ganze Breite gleichmäßig verteilt zuzuführen und

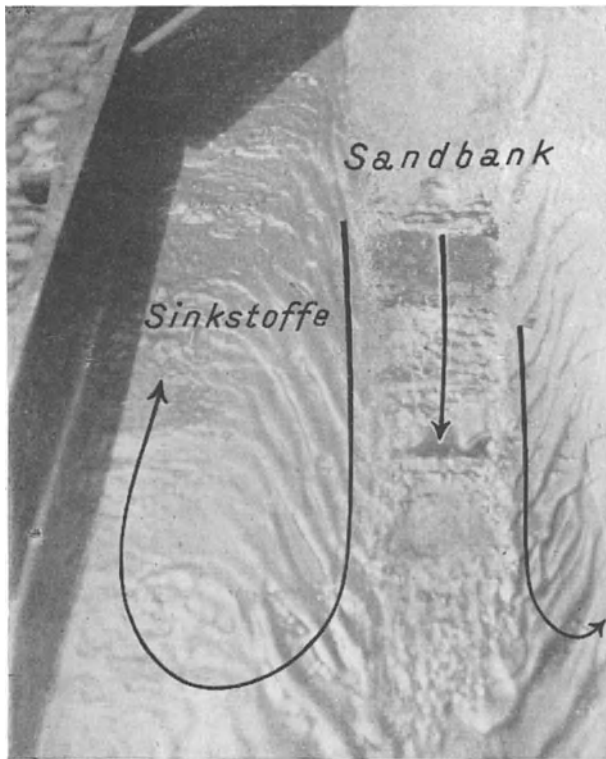


Abb. 289. Ablagerung von Sand und Sinkstoffen in einem Klärbecken, wenn das Wasser nicht über das ganze Becken verteilt einströmt

dafür zu sorgen, daß das Klärbecken auch in seiner ganzen Ausdehnung gleichmäßig durchströmt wird. Das eingeleitete Wasser breitet sich nämlich, wie es die Aufnahme, Abb. 289, gelegentlich eines Versuches gezeigt hat, wenn nicht besondere Vorkehrungen getroffen werden, nicht über das ganze Klärbecken aus, sondern durchfließt es als isolierter Strahl ohne nennenswerte Breitenzunahme, während sich das Wasser seitwärts davon in langsam kreisender Bewegung befindet und lagert nur wenige Sinkstoffe ab. Damit das zu klärende Wasser wirklich das ganze Becken durchfließt, ohne daß sich tote Winkel bilden könnten, ist die Zuleitung und die Ableitung des Wassers in der vollen Breite des Klärbeckens erforderlich. Die Umgrenzung der Becken geschieht durch steile Mauern oder durch mit Beton geschützte Böschungen. Die Tiefe der Becken wird meist zwischen 1,5 und 2,5 m gewählt. Die Becken müssen

zeitweise gereinigt werden, weswegen eine Kläranlage wenigstens aus zwei unabhängigen Kammern bestehen muß.

Um die Klärdauer zu verkürzen und die Klärung wirksamer zu gestalten, werden dem Wasser vor oder an der Zuleitung in die Becken Chemikalien in Lösung zugesetzt, die mit dem im Rohwasser gelösten Salzen unlösliche, flockenbildende Verbindungen

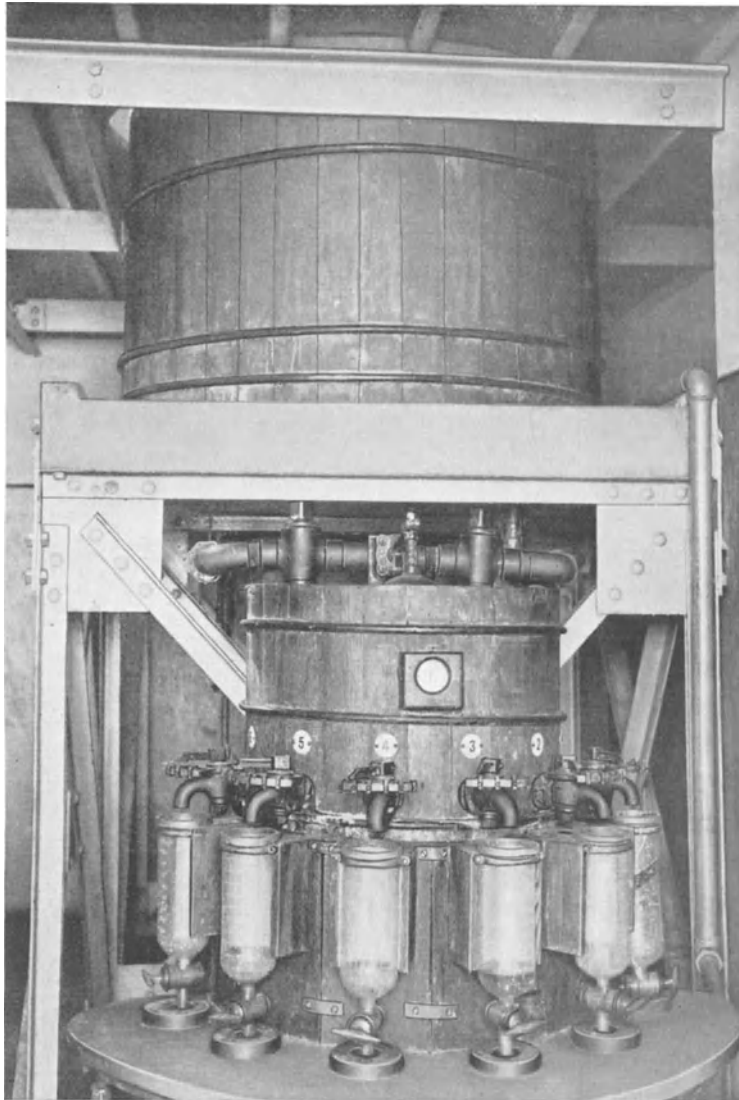


Abb. 290. Anlage für den Zusatz von Aluminiumsulfat in der Schnellfilteranlage Assuan.  
(Bamag-Meguín, Berlin)

eingehen. Die Flocken sinken langsam zu Boden und nehmen selbst die feinsten Schwebestoffe, wie tonige Trübungen und einen großen Teil der Bakterien mit. Am häufigsten erfolgt der Zusatz von 20 bis 60 g/m<sup>3</sup> arsenfreier, schwefelsaurer Tonerde (Alaun) (Abb. 290), die sich mit dem Kalk des Wassers zu Aluminiumhydroxyd und Gips verbindet; die erstere Verbindung bildet die früher erwähnten Flocken, die die Trübungen zu Boden ziehen. In anderen Fällen hat man dem Wasser auch Kalk



und Eisensulfat zur Flockenbildung zugesetzt. Die Entscheidung über die Art der Zusätze und deren Dosierung ist selbstverständlich Sache des Chemikers.

Die Flocken setzen sich größtenteils im Klärbecken zu Boden und bilden an der Beckensohle eine Schlammschicht, die von Zeit zu Zeit entfernt werden muß; anzustreben ist stets eine solche Ausbildung der Beckensohle, daß der abgesetzte Schlamm ohne mechanische Nachhilfe abgelassen werden kann. Solcher Schlamm ist, wenn er nicht allzulange lagert, wegen seines hohen Wassergehaltes flüssig und verhält sich im Becken ähnlich wie eine spezifisch schwerere Flüssigkeit. Man ordnet daher an den tiefsten Stellen des Beckens Schlammablaßleitungen an, etwa wie es in der Abb. 291 angedeutet ist oder besser nach der Abb. 293, wo die Sohle aus nebeneinanderliegenden Mulden besteht, deren jede einen Abfluß besitzt, der nur einen kleineren Bereich zu entschlammen hat und dem der Schlamm an den steilen Muldenwandungen sicher zufließt.

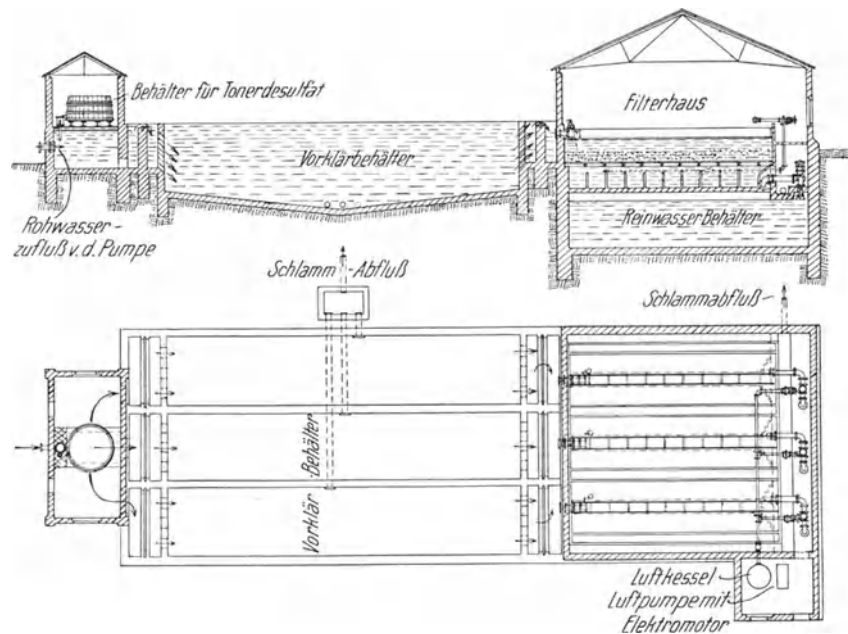


Abb. 291. Klärbecken mit Alaunzusatz und anschließend ein Reiserfilter. (Nach Reiser)

Schließlich sei noch besonders betont, daß das Wasser, um es vollkommen zu klären und trinkbar zu machen, noch über ein Filter geleitet werden muß.

Die für die Reinigung des Wassers für Genußzwecke üblichen Filter werden in Langsamfilter und in Schnellfilter geschieden, je nach der Filtergeschwindigkeit, mit der das zu reinigende Wasser die Filtermasse durchsickert. Die wirksame Filtermasse besteht bei allen Filtern größerer Abmessungen aus feinem Sand, der je nach der Filtergeschwindigkeit die Verunreinigungen in verschiedener Weise zurückhält. Der Filtersand sollte ganz korngleich sein, technisch ist es aber nicht möglich, lauter gleich große Filterkörner zu verwenden und man gibt daher, um den Filtersand zu charakterisieren, den wirksamen Korndurchmesser (Vgl. S. 168) und die Ungleichförmigkeit an.

Als Ungleichförmigkeit wird der Quotient jener Korndurchmesser angesehen, die das Korngemisch derart scheiden, daß 60 v. H. bzw. 10 v. H. des Volumens des Gemisches kleinere Körner haben. (Vergl. S. 250, Tab. 55.)

Langsamfilter werden vom Wasser mit Geschwindigkeiten von höchstens

etwa 2 bis 3 m/Tag durchsickert. Die Poren eines solchen Filters sind so weit, daß die Bakterien mit Längen von nur einigen Tausendstel Millimetern durchgespült werden könnten. Daß ein Filter aber doch fast alle Bakterien zurückzuhalten vermag, ist auf die Bildung der sogenannten Filterhaut zurückzuführen, die sich meist einige Tage nach Inbetriebsetzung eines Filters bildet. Erfahrungsgemäß arbeitet ein Langsamfilter immer erst einige Zeit nach der Inbetriebsetzung gut, er muß sich erst „einarbeiten“, er muß „reif“ geworden sein, wie die Fachausdrücke lauten. In diesem Zustande ist die oberste Filterschicht vollkommen verschmutzt und mit einer klebrigen, gallertartigen Masse, die mitunter auch viel Ton enthält, überzogen.

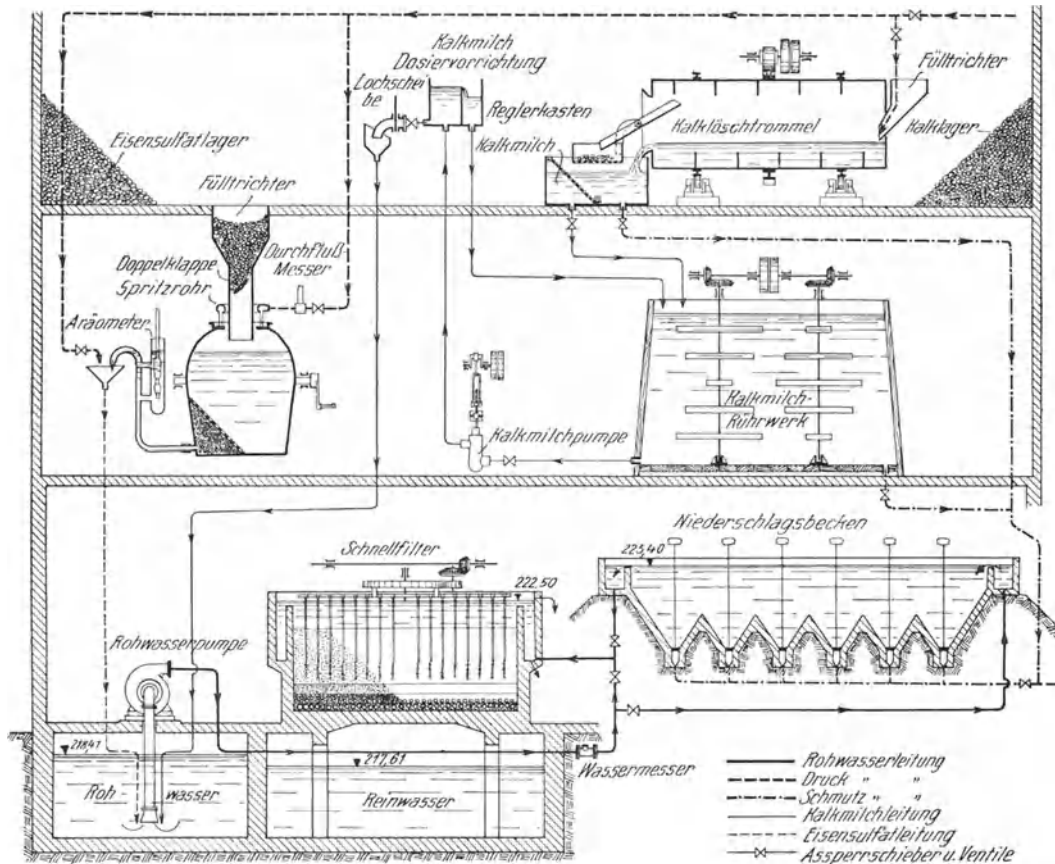


Abb. 292. Schema einer Vorklärung mit Zusatz von Kalkmilch und Eisensulfat und darauffolgender Schnellfiltration. (Nach E. Link)

Diese Schicht, die Filterhaut, ist nun imstande, auch die Bakterien zurückzuhalten. Erst mit der Bildung dieser Filterhaut ist der Filter voll leistungsfähig und verläßlich.

Die Bildung der Filterhaut erfordert je nach der Wasserbeschaffenheit ganz verschiedene Zeiten; während bei sehr verunreinigtem Flußwasser die Filterhaut schon nach ein bis zwei Tagen gebildet ist, erfordert relativ reines Wasser bedeutend längere Zeit; das ziemlich reine Züricher-See-Wasser braucht z. B. zeitweise bis zu 36 Tagen. Diese langen Einarbeitungsdauern können abgekürzt werden, wenn dem Wasser anfänglich flockenbildende Mittel, wie schwefelsaure Tonerde, zugesetzt werden.

Eingehende Untersuchungen von Piefke haben auch erwiesen, daß die Wirkung eines Filters nicht auf die Filterhaut beschränkt ist, daß vielmehr auch noch in

größerer Tiefe darunter Bakterien leben und am Reinigungsprozeß, Verengungen der Poren u. dgl. teilnehmen. Die bakterielle Wirkung eines eingearbeiteten Filters wird nicht aufgehoben, wenn an einzelnen Stellen die Filterhaut beschädigt oder durchrissen wird; die Einarbeitung reicht also auch in die Filtersandschicht hinein.

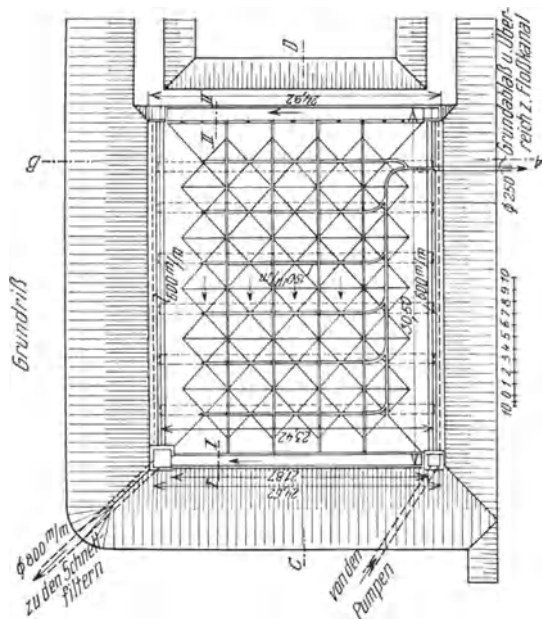
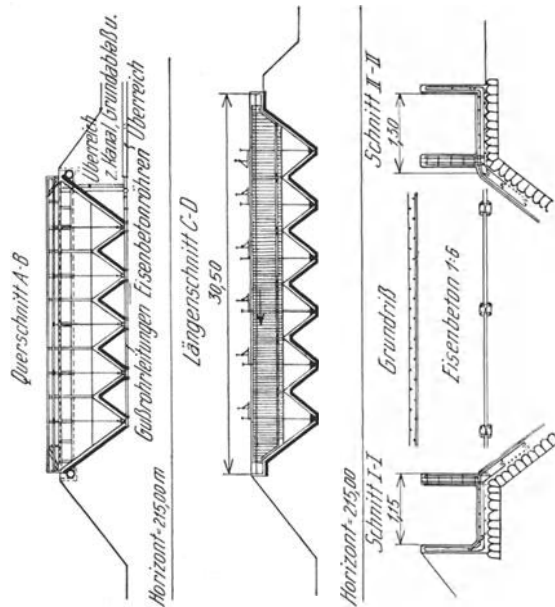


Abb. 293. Klärbecken des Wasserwerkes Stuttgart. (Nach E. Link)

Im Laufe der Zeit wird die Filterhaut immer dichter und undurchlässiger und der Druckverlust immer größer; das äußert sich darin, daß man, um dieselbe Sickermenge zu erhalten, den Spiegelhöhenunterschied zwischen Roh- und Reinwasser immer größer machen muß. In solchen Fällen wird der Filter noch nicht gereinigt, sondern es wird nur die Filterhaut mit etwa 20 kg schweren eisernen Rechen zerstört, der Filter dann etwa sechs Stunden sich selbst überlassen und dann weiter benutzt. Dieser Vorgang kann nach Zwischenräumen von einigen Wochen noch zwei bis dreimal wiederholt werden, bis dann schließlich die Reinigung des Filters erfolgen muß.

Die Filterhaut hat ledriges Aussehen und eine Dicke von 2,5 bis 5 mm; in ihr wuchern zahllose Bakterien und niedere Organismen, die durch ihren Lebensprozeß indirekt an der Reinigung mitwirken, so daß so ein Filter eigentlich eine mechanisch-biologische Reinigungsanlage ist. Die Zeit, innerhalb der vom Zeitpunkte der Einarbeitung das Filter übermäßig dicht wird, also die Betriebsdauer, läuft je nach der Rohwasserbeschaffenheit von einigen Tagen bis zu zwei Jahren.

Als Maß für die Wirksamkeit eines Filters wird die Verringerung der Bakterienzahl in einem Kubikzentimeter Wasser angesehen; nach altem Herkommen wird stets verlangt, daß das Filtrat weniger als

100 Bakterien in einem Kubikzentimeter enthält, wenn auch dieses Kriterium keine absolute Sicherheit gegen Infektionen gewährt, da ja gerade unter diesen 100 auch ein pathogener Keim sein kann. In Frankreich wird als Indikator der *Bacillus coli*, ein Darmbazillus, verwendet, der unschädlich, aber leicht feststellbar ist; Kolonien dieser Bakterien werden dem Rohwasser beigemischt und die Arbeitsweise

des Filters wird als befriedigend angesehen, wenn im Filtrat diese Bakterien nicht festzustellen sind.

In offenen Filtern beginnt sich während der wärmeren Jahreszeit über der Filterhaut eine reiche Algenflora zu entwickeln, die bei der Assimilation Gasbläschen abscheidet, die an den Algenfäden haften und diese infolge des Auftriebes am Aufliegen auf der Filterhaut hindern und so eine Verstopfung verhüten.

Besondere Bedeutung kommt beim Reinigungsprozeß auch dem Sauerstoff zu; stets konnte beobachtet werden, daß das Filtrat weniger Sauerstoff enthält als das Rohwasser. Dem Umstande, daß in den Filtern Sauerstoff verbraucht wird, trägt das Filterverfahren von Puech Rechnung, indem es das Wasser über mehrere Filter führt und dazwischen auf Abstürzen über kleinen Kaskaden (Abb. 294) innig mit der Luft in Berührung bringt.

Sobald der Filterdruck ein gewisses Maß, meist 1 m, überschreitet, wird der Filter entleert und die Filterhaut mit einer 1 bis 3 cm dicken Sandschicht abgezogen; die Reinigung kann auf

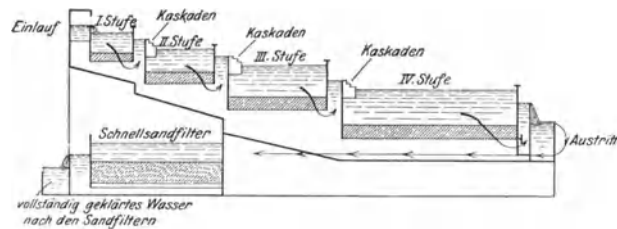


Abb. 294. Stufenfilter von Puech. (M. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin, 1928)

diese Weise so oft wiederholt werden, bis die Filtersandschicht auf 40 cm Dicke abgenommen hat, worauf wieder eine Ergänzung des Filters auf die ursprüngliche Dicke erfolgen muß. Bei der Wiederinbetriebsetzung wird das Filter mit Reinwasser von unten langsam gefüllt und erst dann Rohwasser eingeleitet. Die Füllung geschieht langsam von unten, um die Luft in den Poren des Sandes auszutreiben. Das Filtrat läßt man anfänglich ab oder noch über ein eingearbeitetes Filter laufen, bis die Filterhaut wieder gebildet, das Filter also „eingearbeitet“ ist und die Untersuchung einwandfreies Wasser ergeben hat.

Der abgeräumte Sand wird in einer Sandwaschmaschine sorgfältig gewaschen und kann dann wieder zur Auffüllung der Filter verwendet werden.

Die Filter werden als Kammern ausgebildet, deren Wände und Sohle wasserdicht auszubilden sind. Die Sohle erhält ein Gefälle von 2 bis 3 v. H. gegen die Ableitungsstelle des Reinwassers. Die Wandung wird bei offenen Filtern wegen des Eisschubes am besten geneigt, als geschützte Böschung ausgeführt; wird der Filter eingedeckt, so können auch steile Umfassungsmauern angewendet werden. Die Frage, ob ein Filter offen oder gedeckt ausgeführt werden soll, ist nicht ohne weiteres zu beantworten. Offene Filter sind billiger als gedeckte, sind aber Verunreinigungen mehr ausgesetzt und die Temperatur des Wassers ändert sich stark; der Betrieb kommt wegen des Eisabräumens wesentlich teurer als beim gedeckten. In der Regel ist so vorgegangen worden, daß ein Teil des Filters, etwa für den Winterbedarf, leicht eingedeckt wurde, während die Ergänzung für den Sommerbedarf offene Filter liefern. Eine Eindeckung durch Gewölbe mit Erdüberschüttungen ist wegen ihrer Kostspieligkeit schon lange nicht mehr ausgeführt worden.

Da die Filter nur beschränkte Zeit hindurch benutzbar sind und dann gereinigt werden müssen, so muß für Reservefilterflächen vorgesorgt werden. Wie groß diese Reserve zu wählen ist, hängt von der Beschaffenheit des Rohwassers ab, während die größte in Betrieb zu haltende Filterfläche durch den größten Tagesbedarf bedingt wird. Die Betriebsdauer der Filter ist, wie die Tabelle 54 erläutert, selbst in derselben Anlage sehr verschieden.

Die Zusammenstellung in der Tabelle 55 gibt einen Überblick über die zur Filtermasse verwendeten wirksamen Korndurchmesser und Ungleichförmigkeiten. Der

Tabelle 54. Angaben über Langsamfilter  
(Nach „Betriebsergebnisse Deutscher Wasserwerke“)

Wasserwerk	Größe der Filterfläche		Durchschnittliche Leistung von 1 m <sup>2</sup> Filterfläche m <sup>3</sup> /Tag	Betriebsdauer eines Filters zwischen zwei Reinigungen			Betriebsjahr
	überdeckt m <sup>2</sup>	offen m <sup>2</sup>		längste Tage	kürzeste Tage	durchschnittliche Tage	
Berlin-Tegel .....	43 000	—	1,52	176	34	79	1922/23
Berlin-Müggelsee .....	51 260	—	1,90	188	50	100	1922/23
„ „ .....	27 960	—	0,90	212	13	109	1922/23
Hamburg .....	—	168 300	0,95	119	13	43	1922/23
Essen (Ruhr).....	—	60 640	1,06	206	81	138	1922/23
Kopenhagen.....	1 550	10 470	4,00	47	5	18	1922/23
Bremen .....	—	24 000	1,51	132	7	23	1922/23
Altona.....	—	18 886	1,57	189	6	29	1922/23
Brünn .....	4 565	5 040	0,44	342	97	225	1920/21
Chemnitz .....	6 212	—	3,39	307	7	182	1922/23
Königsberg i. Pr. ....	10 558	—	2,15	57	10	34	1920/21
Stettin .....	3 585	4 852	1,67	82	7	28	1922/23
Amsterdam .....	—	21 904	1,13	94	5	19,5	1916
Hamm (Westf.) .....	2 400	2 000	4,00	11	4	8	1921/22
Lübeck .....	—	10 200	1,40	126	12	49	1922/23
St. Gallen .....	2 448	—	3,70	142	59	109	1921
Rostock .....	—	6 500	1,30	73	10	46	1922/23
Remscheid .....	2 280	—	5,14	331	296	311	1922/23
Frankfurt a. O.....	—	5 115	2,01	67	3	19,5	1922/23
Gotha .....	800	—	2,90	104	84	91,5	1922/23
Stuttgart .....	—	1 350	2,60	44	29	33	1922/23
Stralsund .....	2 220	3 750	0,52	125	4	30	1922/23
Schwerin .....	—	3 936	1,13	120	22	44	1922/23
Helmstedt .....	210	—	5,54	45	29	37	1922/23
Eichwalde .....	84	—	1,80	243	121	117	1921
Magdeburg .....	18 230	—	1,72	353	20	180	1921
Wandsbeck .....	1 028	—	0,23	29	8	16	1921
Woltersdorf .....	50	—	2,76	92	18	60	1921
Gnoien .....	50	—	2,18	110	30	30	1921
Drossen.....	50	—	1,20	252	55	123	1921
Liegnitz .....	316	3 240	3,85	—	—	21	1916
Glückstadt .....	—	1 120	0,43	60	30	45	1916
Sorau .....	136	—	3,90	86	51	61	1916

Tabelle 55. Verwendete Filtersande

Ort	Wirksamer Korndurchmesser $d_w$ mm	Ungleichförmigkeit $d_{60} : d_w$
Berlin-Stralau	0,33 bis 0,35	1,7 bis 1,9
Berlin-Tegel .	0,35 „ 0,38	1,5 „ 1,6
Berlin-Müggelsee .....	0,33 „ 0,35	1,8 „ 2,0
Magdeburg ..	0,39 „ 0,40	2,0
Altona .....	0,32 „ 0,37	2,0 bis 2,8
Hamburg....	0,28 „ 0,34	2,0 „ 2,5
Zürich .....	0,23 „ 0,30	3,1 „ 3,2

Tabelle 56. Aufbau eines Filters

Beschaffenheit der Schicht	Dicke der Schicht in m
Rohwasser .....	0,90 bis 1,30
Filtersand, $d_w = 0,35$ mm...	0,60 „ 1,20
Sand, $\phi = 2$ mm .....	0,05
Kies, $\phi = 6$ „ .....	0,10
Kies, $\phi = 15$ „ .....	0,10
Kies, $\phi = 35$ „ .....	0,10
Steine, dazwischen alle 1 bis 3 m Sammelrohre .....	0,15

für die Filterschicht zu verwendende Sand wird durch Siebung aus dem natürlich auf Sandbänken, Dünen, Flußbetten oder in Gruben vorkommenden gewonnen.

Die als Filter gedachte feine Sandschicht ist durch gröberen gut wasserdurchlässigen Sand und Kies zu stützen. Die Körnung der Stützschichten muß so bemessen werden, daß die Körner der vorhergehenden feineren nicht in die Poren der unteren Schicht gelangen können; der Durchmesser der Körner keiner Schicht darf daher mehr als dreimal so groß als derjenige der darüberliegenden Schicht sein.

In der Tabelle 56 sind zweckmäßige Körnungen für die aufeinanderfolgenden Schichten eines Filters zusammengestellt.

Für die Entwässerung der Filtersohle können Dränrohre oder gelochte Beton- oder Steinzeugrohre oder besondere Formstücke aus gebranntem Ton oder Beton verwendet werden. Mit einem Strang von

der Lichtweite	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30 m
sollen höchstens	30	70	150	250	400 m <sup>2</sup> Filterfläche

entwässert werden. Die Sammelstränge münden in einen Hauptstrang, der in der Achse des Filters liegt und an dessen Ende meist Entlüftungsleitungen bis über den Wasserspiegel geführt werden.

Für die Abfuhr des bei der Reinigung abgekratzten Sandes wird eine Rampe vorgesehen. Die Zuleitung des Wassers auf den Filter erfolgt derart, daß ein Aufwirbeln der Filterhaut ausgeschlossen ist. Damit die Filtergeschwindigkeit über die oben angegebenen Grenzen nicht hinausgeht, wird ein Abflußregler eingebaut, der den Durchfluß durch das Filter ohne Rücksicht auf die Widerstände in der Filterschicht konstant hält (vgl. Abb. 304., 305). Damit zu Zeiten geringeren Verbrauches, wenn also der Spiegel in der Reinwasserkammer steigt und die Sickerung durch den Filter nachläßt, das gleichmäßig zufließende Rohwasser nicht durch den Überlauf verlorengelht, wird in der Rohwasserzuleitung eine durch einen Schwimmer betätigte Drosselklappe eingebaut. Die Beurteilung der Filterdruckhöhe geschieht mit Wasserstandszeigern, die die Spiegellage im Rohwasser und in der Reinwasserkammer anzeigen. Das gefilterte Wasser läuft aus dem Filter in einen Reinwasserbehälter, aus dem es abgefördert wird.

Während der Einarbeitungsdauer ist das Filtrat nicht einwandfrei und darf daher nicht benützt werden. Um an Hebungs-kosten und an Wasser zu sparen, kann dieses Filtrat aber, wie schon erwähnt wurde, über einen schon eingearbeiteten Filter geleitet und dann genossen werden. Es werden daher allenfalls Rohrleitungen zu legen sein, die auch eine derartige Wasserumleitung erlauben.

Die in Betrieb stehenden Filter müssen ständig überwacht werden; regelmäßig werden Roh- und Reinwasserproben hinsichtlich ihres Gehaltes an Bakterien untersucht und der Erfolg der Filtration wird durch das Verhältnis der in 1 cm<sup>3</sup> Reinwasser enthaltenen Bakterien zur Anzahl der in 1 cm<sup>3</sup> Rohwasser enthaltenen ausgedrückt. Die ständige Überwachung läßt bedenkliche Vorgänge im Filter an der plötzlich ansteigenden Keimzahl des Reinwassers erkennen. Der Filter wird aber unabhängig vom Reinigungserfolge außer Betrieb gesetzt, wenn der Druckverlust, wie schon erwähnt wurde, etwa 1 m erreicht hat.

Langsamfilter erfordern außerordentlich große Filterflächen und werden aus diesem Grunde, sowie wegen des umständlichen Betriebes heute nur mehr in besonderen Ausnahmefällen gebaut; früher ausgeführte Anlagen stehen aber noch vielfach in Benützung.

Zur Unterstützung der Filter werden bei sehr verunreinigtem Wasser manchmal Vorfilter verwendet, deren Aufbau ähnlich jenem der früher besprochenen Feinfilter aussieht. Als Filtermasse wird aber gröberer Sand verwendet und sie werden mit wesentlich höheren Filtergeschwindigkeiten, meist 40 bis 60 m/Tag, betrieben. Diese Filter werden durch Rückspülung gereinigt, indem durch einen Rost gelochter

Rohre durch die Filterschicht alle 2 bis 3 Tage 20 bis 30 Minuten hindurch je 5 bis 10 l/sec. m<sup>2</sup> Luft bei gleichzeitiger Rückspülung mit Reinwasser geblasen wird. Das Filtrat dieser Vorfilter muß natürlich noch über ein Feinfilter laufen, bevor es trinkbar ist. Durch die Vorschaltung eines Vorfilters vor den Feinfilter wird die nötige Feinfilterfläche nicht verringert, sondern nur die Betriebsdauer desselben verlängert.

**Schnellfilter.** Langsamfilter erfordern, wie ein Blick in die Tabelle 54 lehrt, sehr große Flächen und ihre Anlage ist, besonders wenn sie überdeckt werden, sehr kostspielig. Man war aus diesen Gründen schon lange bestrebt, die Filtergeschwindigkeit zu erhöhen. Die Erfahrung hat nun gelehrt, daß auch Filter, die mit großen Geschwindigkeiten betrieben werden, sogenannte Schnellfilter, das Wasser reinigen, allerdings nicht so weitgehend wie die Langsamfilter. Der Vorgang der Reinigung ist beim Schnellfilter von jenem beim Langsamfilter gänzlich verschieden; während beim letzteren die Reinigung vorwiegend in der Filterhaut vor sich geht, bildet sich beim Schnellfilter überhaupt keine Filterhaut und die zurückgehaltenen Stoffe bleiben an der Oberfläche der Sandkörner der ganzen Filterschicht haften. Die Sandkörner überziehen sich nämlich bei der Schnellfilterung bis in größere Tiefen hinab mit einer gallertartigen Masse, die aus Ausscheidungen kolloidalgelöster Stoffe im Wasser stammt und an der die Sinkstoffe und das Plankton hängen bleiben; dieser Überzug bildet sich meist binnen wenigen Minuten und seine Bildung wird gefördert, wenn dem Wasser, bevor es auf das Schnellfilter geleitet wird, in einem Klärbecken arsenfreier Alaun zugesetzt wird, der, wie schon auf S. 246 erläutert wurde, Flocken von Aluminiumhydroxyd bildet.

Tabelle 57. Angaben über Schnellfilter  
(Nach „Betriebsergebnisse Deutscher Wasserwerke“)

Ort	Größe der Filterfläche m <sup>2</sup>	Durchschnittl. Leistung eines m <sup>2</sup> Filters m <sup>3</sup> /Tag	Betriebsdauer eines Filters zwischen zwei Reinigungen			Bemerkung
			längste Tage	kürzeste Tage	durchschnittliche Tage	
Dresden (Saloppe) . . . . .	254,4	509,8	25,0	1,0	5,40	6 Kessel
Posen . . . . .	193,0	156,0	2,5	2,0	2,25	Jewell-Filter
St. Gallen . . . . .	2444,0	323,0	136,0	74,0	105,00	gedeckt
Falkenstein . . . . .	14,0	85,7	3,0	1,0	2,00	„
Nürnberg . . . . .	148,0	135,0	10,0	5,0	7,00	
Halle . . . . .	63,7	117,9	13,0	1,0	5,50	
Hamm . . . . .	600,0	29,0	1,0	1,0	1,00	
Remscheid . . . . .	137,0	71,3	20,0	3,0	8,00	
Potsdam . . . . .	100,0	70,9	1,1	1,1	1,10	
Brandenburg a. H. . . . .	17,0	—	3,0	3,0	3,00	
Berlin-Reinickendorf . . . . .	32,0	166,0	4,0	2,0	3,00	
Oppeln . . . . .	100,0	30,0	1,0	1,0	1,00	
Lüneburg . . . . .	23,8	100,0	7,0	5,0	6,00	
Lennepe . . . . .	174,0	9,0	8,0	4,0	6,00	
Gevensberg . . . . .	21,0	68,5	9,0	3,0	—	
Calbe . . . . .	73,3	30,0	18,0	12,0	15,00	
Peine . . . . .	7,3	120,0	30,0	15,0	22,00	Halvor-Breda
Havelberg . . . . .	3,0	112,4	2,0	2,0	2,00	Ägir
Glückstadt . . . . .	8,0	106,0	0,5	0,5	0,50	Linde u. Heß
Greifswalde . . . . .	63,8	84,0	36,0	24,0	30,00	
Lüneburg . . . . .	23,8	100,0	7,0	4,0	6,00	
Zwickau . . . . .	10,0	60,0	—	—	—	Reisert

Die Filtergeschwindigkeit ist, wie ein Blick in die Tabelle 57 lehrt, sehr groß, bis über 100 m/Tag; sie wird noch wesentlich größer gewählt, wenn es sich nicht um Entfernung von Bakterien, sondern nur um Abscheidung des Planktons oder des Eisens nach der Enteisung aus einem sonst einwandfreien Wasser handelt. Der wirksame Korndurchmesser des Filtersandes, für den reiner Quarzsand verwendet wird, ist etwas größer als bei den Langsamfiltern und liegt etwa zwischen 0,6 und 1,0 mm und die Filtersandschicht hat meist eine Höhe von 0,60 bis 0,80 m; darunter liegt eine Stützschiicht von etwa 0,30 m mit größerem Korn. Über der Filterschicht steht das Wasser 0,3 bis 0,7 m tief.

Eine vollständige Schnellfilteranlage besteht im allgemeinen aus einem Klärbecken, in dem dem Wasser Alaun und allenfalls auch andere Chemikalien zugesetzt werden und in dem die Ausfällung der zu entfernenden gelösten und das Absetzen eines Teiles der schwebenden Stoffe vor sich geht, den Schnellfiltern und einem Reinwasserbehälter. Vielfach ist, weil in einem Schnellfilter Bakterien nicht genügend

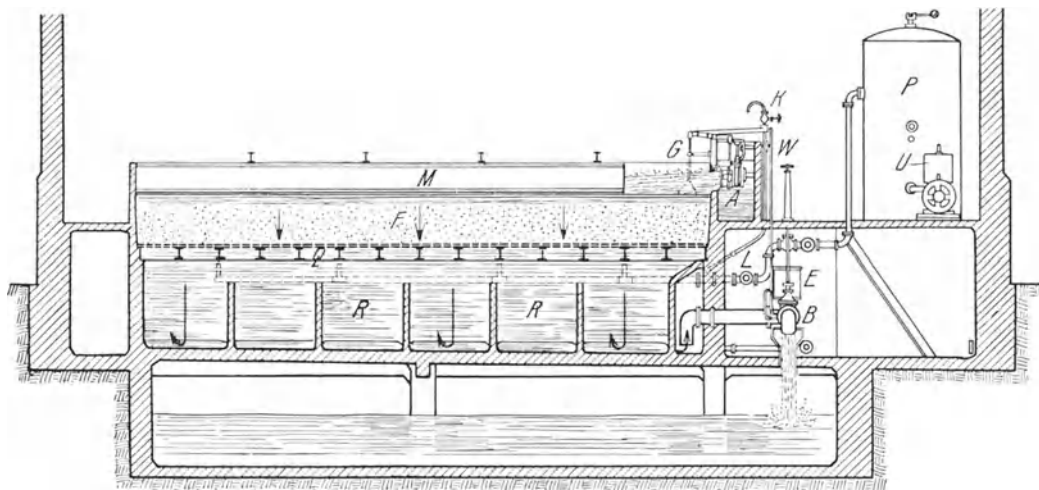


Abb. 295. Offene Schnellfilteranlage von H. Reisert, Längsschnitt. *R* = Reinwasser, *F* = Filterschicht, *M* = Rinne zur Verteilung des Rohwassers, *B* = Reinwasserablauf, *E* = Filterdurchflußregler, *G* = Schwimmventil, *U* = Kompressor, *P* = Preßluftkessel, *L* = Lufthahn

ausgeschieden werden, nach der Filterung noch eine Abtötung der verbliebenen Bakterien etwa durch Chlorierung oder Ozonisierung erforderlich. Das Durchleiten des Wassers durch das Niederschlagsbecken erfordert etwa 0,3 m an Gefälle, die Filterung bis zu 4 m an Höhe. Wenn das Wasser aus einem größeren See- oder Talsperrenbecken entnommen wird, entfällt das Niederschlagsbecken meist, weil ja das Absetzen schon vor der Entnahme erfolgt ist.

Die Reinigung des Filters, die sich bei den Langsamfiltern nur auf die Oberflächenschicht beschränkt, muß sich bei den Schnellfiltern über die ganze Filterschicht erstrecken, weil ja auch der Vorgang der Reinigung des Wassers in der ganzen Filterhöhe vor sich geht. Die Reinigungen müssen auch viel rascher aufeinanderfolgen, weil infolge der großen Filtergeschwindigkeiten große Mengen von Verunreinigungen in kurzer Zeit abgesetzt werden. Sie erfolgen vielfach täglich einmal durch Rückspülung, indem reines Wasser etwa mit der fünffachen Filtergeschwindigkeit durch das Filter von unten nach oben gepreßt und gleichzeitig auch Luft eingepreßt oder der Filtersand mechanisch umgerührt wird. Die Reinigung dauert etwa 5 bis 10 Minuten und erfordert 1 bis 3 v. H. der gefilterten Wassermenge zur Spülung.



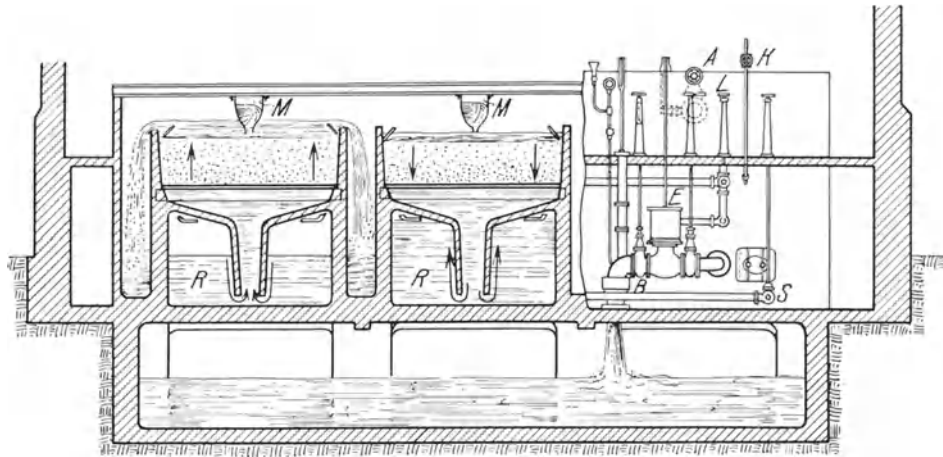


Abb. 296. Offene Schnellfilteranlage von H. Reisert, Querschnitt. (Linke Kammer während der Rückspülung, rechte Kammer im normalen Betrieb)

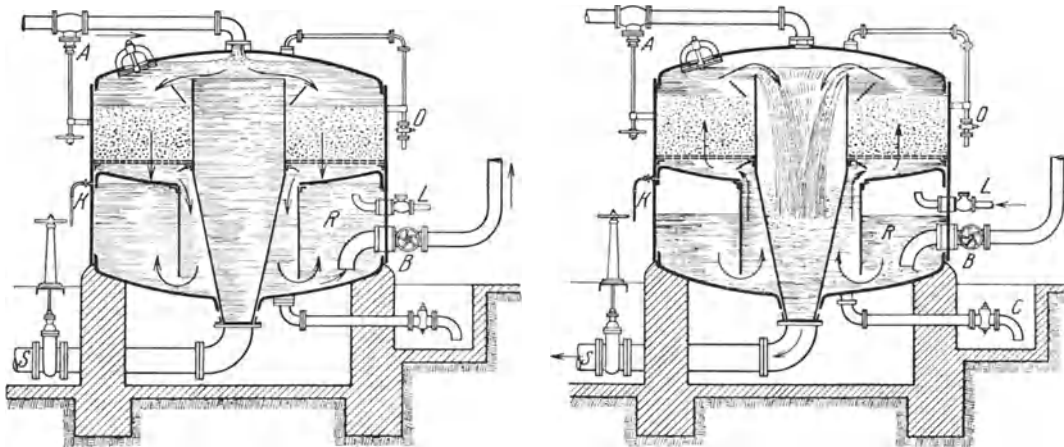


Abb. 297. Geschlossener Schnellfilter von H. Reisert, links während des Filterns, rechts während des Spülens. A = Rohwasserschieber, R = Reinwasser, B = Reinwasserschieber, C = Entleerung, O, K = Luftablaß, L = Preßluftthahn, S = Spülwasserschieber

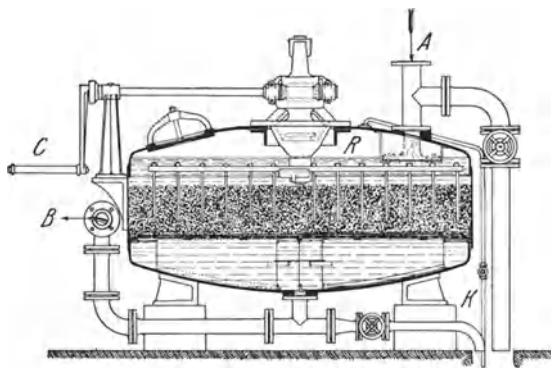


Abb. 298. Geschlossener Jewellfilter. A = Rohwasserzulauf, B = Reinwasserablauf, R = Rührwerk, C = Antriebskurbel des Rührwerkes. (Nach Halvor-Breda)

Die Schnellfilter werden als offene und als geschlossene gebaut; bei den ersteren steht das Wasser mit freiem Spiegel über der Filterschicht, während die letzteren in die Druckleitung eingebaut werden können. Der besondere Vorteil der geschlossenen Filter gegenüber den offenen besteht, abgesehen davon, daß zufällige Verunreinigungen des Wassers während des Reinigungsvorganges ausgeschlossen sind, hauptsächlich darin, daß man nur eine einzige Pumpe braucht, die das Wasser durch das

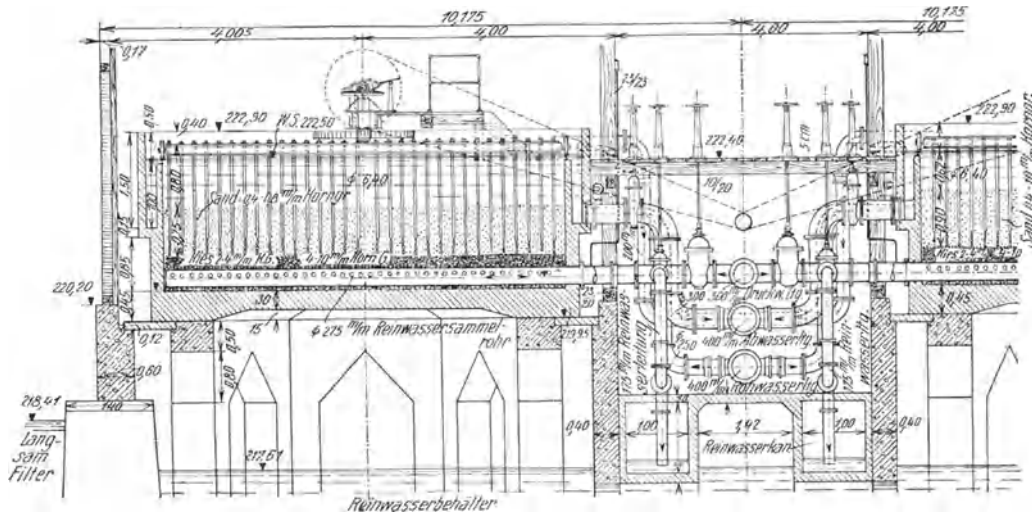


Abb. 299. Jewellfilter, offen, des Wasserwerkes Stuttgart. (Nach E. Link)

Filter treibt und gleichzeitig auf die im Rohrnetz erforderliche Pressung bringt, während bei offenen Anlagen eine Pumpe für den Betrieb der Filter und eine zweite für die Förderung des Wassers aus dem Reinwasserbehälter ins Netz erforderlich ist.

Gebräuchliche Schnellfilter sind jene von Reiser, von Jewell und von Bollmann; bei allen erfolgt die Reinigung durch Spülung, die noch auf verschiedene Weise unterstützt wird. Als Beispiel ist in den Abb. 295 und 296

eine offene Schnellfilteranlage nach Reiser, ausgeführt aus Eisenbeton und in der Abb. 297 ein geschlossenes Schnellfilter aus Eisen dargestellt. Die Reinigung

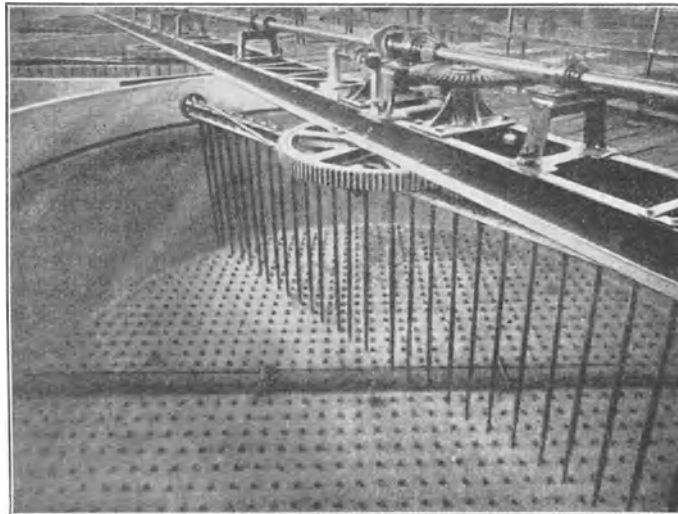


Abb. 300. Innenansicht des Jewellfilters. (Gas- und Wasserfach 1924)

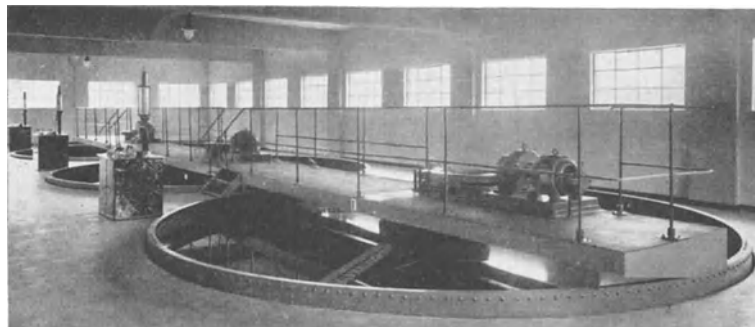


Abb. 301. Innenansicht eines Filterraumes. (Bamag-Megu, Berlin)

erfolgt durch Rückspülung, die bei einigen Bauweisen durch Einblasen von Preßluft aus einem System gelochter Rohre in der Stützschiicht wirksamer gemacht wird.

Ein Jewell-Filter mit Rührwerk in geschlossener Bauart ist in der Abb. 298 dargestellt; das Rührwerk hat neben den oben erwähnten Funktionen bei chemisch vorbehandeltem Wasser auch noch den Zweck, ein Zusammenbacken des Filtersandes durch Ablagerungen aus dem Wasser zu verhüten. In offener Bauart werden die Jewell-Filter auch wegen des Rührwerkes stets rund aus Eisen oder Eisenbeton ausgeführt. Die Abb. 299 zeigt als Beispiel einen Schnitt durch ein solches Filter und die Abb. 300 eine Ansicht des Rührwerkes. Die Rohwasserzu- bzw. die Spülwasserableitung erfolgt durch die ringförmig um das Filter gelegte Rinne. Schließlich stellt die Abb. 302 noch schematisch ein Bollmann-Filter dar, bei dem die Reinigung durch Rückspülung noch durch eine Sandstrahlwäsche *E* und eine Konuswäsche *H* unterstützt wird. Die Strahlwäsche befördert den Sand, der ihr um den Konus *G* herum zurückschleudert, nach heftiger Durchwirbelung durch das Rohr *E* in den Filterraum hinauf, so daß auf diese Weise der ganze Inhalt der Filterschicht umgewälzt wird. Das Schlammwasser läuft durch die Rinne *C* und den Schieber *K* ab. Im Betriebe erfolgt die Rohwasserzuleitung bei *M*, die Ableitung des Filtrates bei *J* über *B* — *A*.

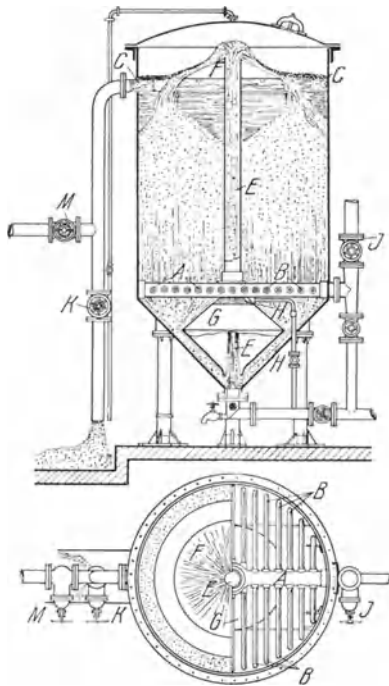


Abb. 302. Bollmannfilter

Wo es an Platz mangelt, werden geschlossene Schnellfilter als Stufenfilter gestaltet, indem mehrere Filter, wie es die Abb. 303 erkennen läßt, übereinander in einen Kessel eingebaut werden.

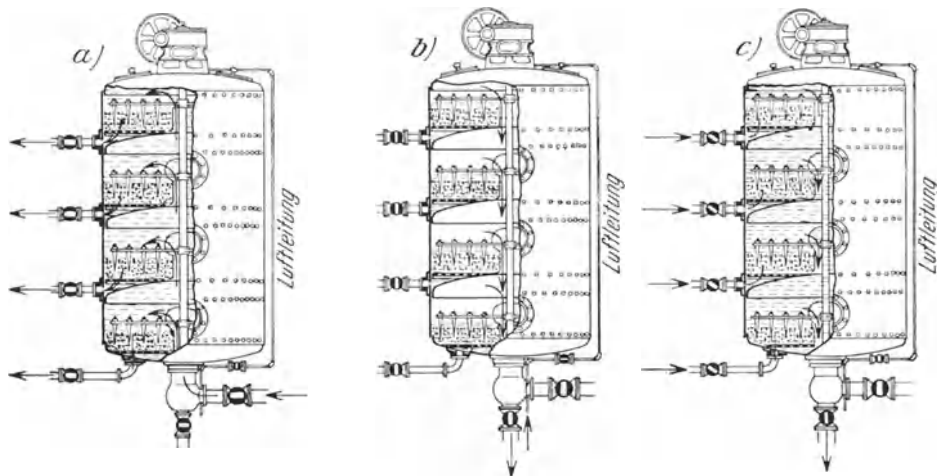


Abb. 303. Stufenschnellfilter. a) Im Filterbetrieb, b) während der Entleerung, c) während der Spülung. (Nach Zinkeisen und E. Eckl)

Bei allen Filtern muß dafür gesorgt werden, daß die Filtergeschwindigkeit konstant bleibt, daß also unabhängig vom Druckverlust im Filter stets dieselbe

Wassermenge durchläuft. Das wird durch sogenannte Filterausflußregler erreicht; einen derartigen Regler, wie er von der Berlin-Anhaltischen Maschinenbau A. G. in Berlin gebaut wird, stellen die beiden Abb. 304 und 305 dar. Er besteht aus dem Regulierventil *D*, das als entlastetes Doppelsitzventil ausgebildet ist, und dem

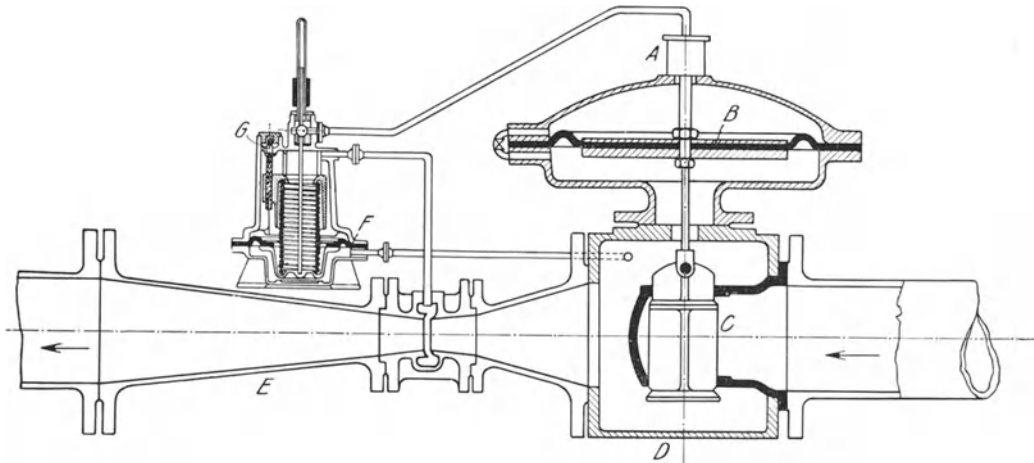


Abb. 304. Filterleistungsregler, Bauart Bamag, Berlin

Steuerregler, der durch ein Venturirohr betätigt wird. Wenn die Flüssigkeit in dem Venturirohr vollkommen in Ruhe ist, findet ein Druckausgleich in den Räumen oberhalb und unterhalb der Membrane *F* des Steuerreglers sowie jener *B* des Regulierapparates durch die entsprechenden Verbindungsleitungen statt. Infolge dieses

Druckausgleiches wird weiter die Steuerreglerfeder spannungslos; der im Steuerregler befindliche Stab senkt sich und somit auch die im oberen Teile des Steuerreglers befindliche Ventilkugel. Durch den Druckausgleich ober- und unterhalb der Membrane des Regulierapparates würde diese in ihrer Gleichgewichtslage

bleiben und spannungslos sein. Infolge des an der Membrane hängenden Gewichtes senkt sich jedoch diese weiter und öffnet somit

das Regulierventil. Stellt sich nun Bewegung des Wassers in der Leitung ein, so bleibt das Regulierventil so lange vollständig geöffnet, bis die Druckdifferenz im Reglergehäuse vor dem Venturirohr und der engsten Stelle der Venturidüse einen derartigen Betrag erreicht hat, daß sie in ihrer Wirkung auf die Membrane des

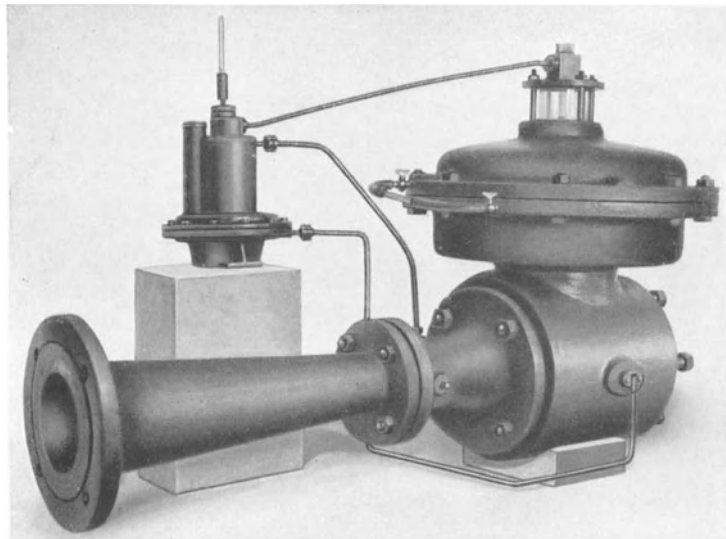


Abb. 305. Filterleistungsregler, Bauart Bamag, Berlin

Steuerreglers deren Belastung (Federkraft) überwindet und dieselbe mit der vorher beschriebenen Kugel anhebt. Dadurch wird der Raum über der Membrane *B* des Regulierapparates mit der engsten Stelle des Venturirohres in Verbindung gebracht, so daß in diesem Moment die gesamte im Venturirohr auftretende Druckdifferenz auf die Hauptmembrane *B* zur Wirkung kommt, und zwar in der Weise, daß unter der Hauptmembrane der größere Druck vor der Venturidüse und über der Hauptmembrane der geringere Druck an ihrer engsten Stelle wirksam ist. Diese Steuerung ergibt auch bei verhältnismäßig geringen Druckdifferenzen in der Venturidüse erhebliche Kräfte.

### b) Die Enteisung

In manchen Grundwässern ist Eisen in Form von löslichen Eisenoxydulsalzen enthalten, das zwar nicht gesundheitsschädlich ist, aber doch entfernt werden muß,



Abb. 306. Düse zur Zerstäubung von Wasser (Halvor-Breda, Berlin)

wenn der Eisengehalt mehr als etwa 0,5 mg/l beträgt, weil es einerseits dem Wasser vielfach gelbliche Farbe und unangenehmen Geschmack verleiht und andererseits das Wasser für viele Verwendungen unbrauchbar macht und infolge der Eisenausscheidungen in den Rohren zu Betriebsstörungen Anlaß geben kann. Die Entfernung geschieht durch Oxydation der Eisensalze mit dem Sauerstoffe der Luft, wobei die löslichen Eisenverbindungen in unlösliche übergehen. Die verschiedenen gebräuchlichen Enteisungsverfahren unterscheiden sich voneinander hauptsächlich durch die Art und Weise, wie das Wasser mit dem Luftsauerstoff in innige Berührung gebracht wird. Je nachdem, ob das Wasser die Enteisungsanlage im Gefälle durchläuft oder durch die Anlage ohne freier Oberfläche gepreßt wird, spricht man von offenen

oder geschlossenen Enteisungsanlagen.

Offene Enteisungsanlagen werden entweder für den sogenannten Regenfall

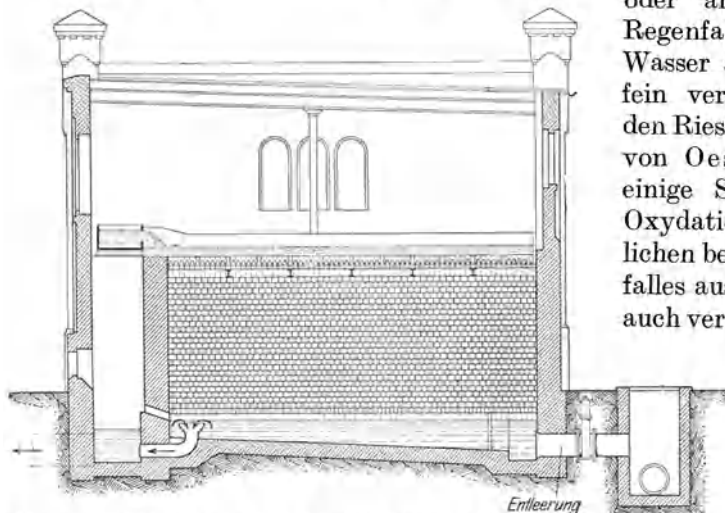


Abb. 307. Enteisungsanlage (Riesler) der Charlottenburger Wasserwerke. (M. Förster, Taschenbuch f. Bauingenieure, II. 5. Aufl., J. Springer, Berlin 1928)

oder als Riesler gebaut. Beim Regenfallverfahren läßt man das Wasser aus Brausen etwa 3 m tief fein verteilt in ein Absitzbecken, den Rieslersumpf, fallen (Verfahren von Oesten), in dem das Wasser einige Stunden verweilt, bis der Oxydationsvorgang im wesentlichen beendet ist. Statt des Regenfalles aus Brausen kann das Wasser auch versprüht werden, indem man

Wasserstrahlen senkrecht gegen eigene Spritzteller leitet, die ebenfalls so hoch aufgestellt werden, daß der freie Fall der Tropfen etwa 3 m beträgt, oder

indem man das Wasser aus genügend hoch angeordneten Spritzdüsen (Abb. 306) zerstäubt. Bei diesem letzteren Verfahren erfolgt auch die Abscheidung von freier Kohlensäure und anderen Gasen aus dem Wasser.

Riesler (Abb. 307) bestehen aus einer Aufschichtung von wasserbeständigen Körpern in einem frostfreien Raum, über die das Wasser in dünner Schicht herabrieselt. Als Packungsmaterial werden Klinkerziegel, Koks, hochkantig gestellte Bretter u. dgl. verwendet, die etwa 3 m hoch mit Zwischenräumen von 3 bis 6 cm aufgeschichtet werden, so, daß Luft zwischen durchziehen vermag. Die Verteilung des Wassers über die Rieslerpackung wurde früher mit Rinnen bewerkstelligt; in neuerer Zeit werden Streudüsen bevorzugt, und die Erfahrung hat gelehrt, daß dann auch die Höhe der Packung herabgesetzt werden kann. Beim Rieseln über die Packung erfolgt die Aufnahme von Sauerstoff aus der Luft und die Einleitung der

Tabelle 58. Angaben über ausgeführte offene Enteisungsanlagen  
(Nach „Betriebsergebnisse Deutscher Wasserwerke“)

Ort	Mittlere Abgabe im Tag m <sup>3</sup>	Riesler			Rieslerart	Bemerkung
		Höhe m	Querschnitt m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> mittlere Abgabe im Tag 1 m <sup>2</sup> Riesler		
Stommeln .....	189	3,00	14,2	13,3	Koks	
Woltersdorf .....	97	3,00	8,3	11,6	„	
Eichwalde .....	84	3,00	16,6	5,1	„	
Gnoien .....	67	3,00	10,6	6,3	„	
Drossen .....	17	3,00	8,3	2,2	„	
Kiel .....	14808	3,00	600,0	25,0	„	
Brandenburg .....	4923	3,15	24,0	200,0	„	und Regenfall über den Koks
Baden-Baden .....	3099	2,50	200,0	20,0	„	
Brieg .....	2504	3,00	39,0	66,7	„	
Elmshorn .....	1070	5,00	18,0	58,7	„	
Sorau .....	554	3,10	18,0	30,3	„	
Hagenow .....	357	3,00	8,3	43,5	„	
Bentheim .....	282	3,00	8,3	34,5	„	mit Regenfall
Kirchheimbolanden .....	182	3,00	8,3	21,7	„	
Wiesbaden .....	19200	3,00	100,0	192,0	„	
Potsdam .....	6500	—	314,0	20,6	„	
Zwickau .....	6070	—	240,0	25,3	„	
Tegel .....	2370	—	38,0	62,4	„	
Meerane i. Sa. ....	2180	—	80,0	27,3	„	und Holzhorden
Graudenz .....	4507	3,00	40,0	111,0	Backstein	
Homburg .....	2310	4,00	25,0	91,0	„	
Forst .....	2308	3,00	96,0	23,8	„	
Hohensalza .....	2249	3,00	60,0	37,0	„	
Adlershof .....	2217	—	60,0	37,0	„	
Hettstadt .....	175	1,07	4,0	43,5	„	
Spandau .....	19300	2,00	276,0	69,7	„	
Allenstein .....	3000	2,50	50,4	59,5	„	
Prenzlau .....	1110	3,00	48,0	23,1	„	und 1,20 im Regenfall
Sternberg .....	964	1,60	54,0	17,8	Glassteine	und 2 m Regenfall
Flensburg .....	3028	—	316,0	9,5	Brausen	
Mannheim .....	24132	3,50	170,0	143,0	„	
Posen .....	18680	—	720,0	25,7	4facher Regenfall	
Geestemünde .....	2700	—	—	—	freier Überfall üb. 320 m Kaskaden	

Oxydation des löslichen Eisenoxyduls. Unter der Packung liegt der Rieslersumpf, in den das Wasser zusammenläuft; hier vollzieht sich der im Riesler eingeleitete Oxydationsprozeß und es setzt sich der größte Teil des ausgeschiedenen unlöslichen Eisenoxydhydrates in Form von Flocken zu Boden. Der Sumpf muß so bemessen

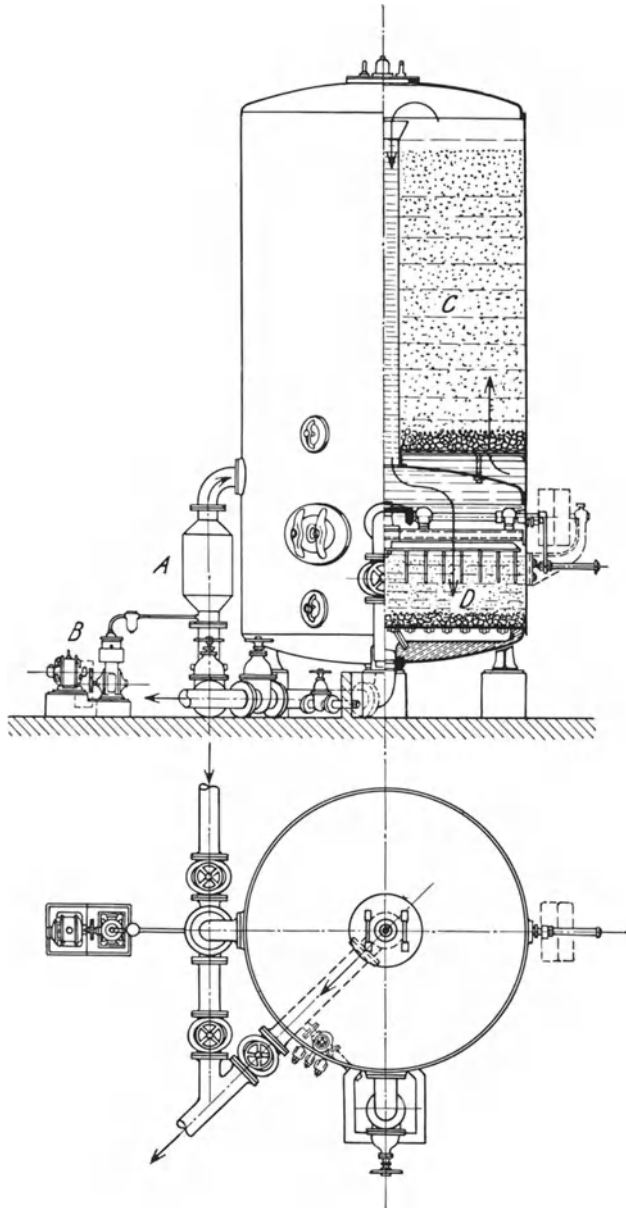


Abb. 308. Geschlossener Enteisner. A = Mischkessel, B = Kompressor, C = Kontaktraum, D = Schnellfilter. (Bamag-Meguin)

werden, daß sich das Wasser einige Stunden darin aufhalten kann. Der Rest an Eisenoxydhydrat, der sich im Sumpf noch nicht abgesetzt hat, wird in einem Filter, den das Wasser nach der Enteisung durchlaufen muß, zurückgehalten. Die Reinigung der Packung erfolgt meist einmal wöchentlich durch Spülung mit einem Vielfachen der in der Sekunde verrieselten Wassermenge; die für eine Spülung erforderliche Gesamtwassermenge beträgt bis zu 1 v. H. des verrieselten Wassers. Eine mechanische Reinigung und teilweise Erneuerung der Packung erfolgt bei Koks etwa alle ein bis drei Jahre, bei Holz oder Klinkerziegeln alle drei bis acht Jahre.

Einige Angaben über ausgeführte offene Enteisungsanlagen sind in der Tabelle 58 (siehe S. 259) zusammengestellt. Die Belastung von 1 m<sup>2</sup> Rieslerfläche wird um so niedriger gewählt, je höher der Eisengehalt ist. Schließlich sei noch hervorgehoben, daß das Rieslerbauwerk gut gelüftet sein muß, damit einerseits stets sauerstoffreiche Luft die Wasseroberfläche bestreicht und andererseits Gase, die sich während der Rieselung abscheiden, abgeleitet werden.

Geschlossene Enteisungsanlagen. Offene Enteisungsanlagen haben dieselben Nachteile wie offene Filteranlagen; besonders das mehrfache

Pumpen und die Möglichkeit der Infektion des Wassers sowie der große Raumbedarf haben zum Bau geschlossener Enteisungsanlagen geführt, die vom Wasser unter Druck durchflossen werden. Vor dem Enteisner wird dem Rohwasser in einem eigenen kleinen Mischkessel die zur Oxydation erforderliche Luft beigemischt. Das Wasser-Luftgemisch tritt dann in den Enteisner, der aus einem Kontaktraum und

aus einem Filterraum besteht. Der Kontaktraum ist ähnlich wie ein Filter aus etwa erbsengroßem, scharfkantigem, wasserbeständigem Kies aufgebaut und wird von unten nach oben durchflossen; hier wird der Oxydationsvorgang eingeleitet und es scheidet sich, begünstigt durch die katalytisch wirkende Berührung mit der Packung etwa 80 v. H. des Eisens aus. Durch das in der Mitte gelegene Rohr (Abb. 308) gelangt das Wasser in den Filterraum und es wird beim Durchsickern des Schnellfilters der Rest des Eisens ausgeschieden. Die Reinigung des Kontaktraumes und des Schnellfilters von Eisenschlamm erfolgt durch Rückspülung, bei letzterem noch unterstützt durch Rühren. Die eingeblasene Luft sammelt sich nach Durchgang durch den Kontaktraum im oberen Teil des Enteisners und entweicht durch ein selbsttätiges Entlüftungsventil.

### c) Die Manganbeseitigung

erfolgt ähnlich wie die Enteisnung, nur fällt Mangan in der Regel viel schwerer aus als Eisen. Als Packungsmaterial des Kontaktraumes wird vielfach Braunstein verwendet; noch wirksamer sind aber die frischen Manganabscheidungen, die am Braunstein oder aber auch auf anderem Packungsmaterial entstehen.

### d) Die Entsäuerung des Wassers

Wasser, das freie Kohlensäure enthält, ist zwar wohlschmeckend, es greift aber in Gegenwart von Sauerstoff die Rohrwandungen, besonders Blei und auch Beton an, weswegen es entsäuert werden muß; das geschieht durch Lüftung oder durch chemische Bindung der Kohlensäure, bzw. durch eine Verbindung beider Verfahren. Die Lüftung erfolgt, indem man aus Düsen je zwei Wasserstrahlen mit großer Geschwindigkeit austreten läßt, die sich unter einem Winkel von  $90^\circ$  treffen und hierbei vollkommen zerstäuben, wobei die Kohlensäure fast vollständig aus dem Wasser entweicht und mit reichlich zugeführter Luft abgeleitet wird. Gleichzeitig mit der Kohlensäure entweichen beim Zerstäuben auch andere im Wasser enthaltene Gase, wie z. B. Schwefelwasserstoff. Der zur Zerstäubung des Wassers angewendete Druck beträgt bis zu  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ .

Die chemische Bindung der freien Kohlensäure erfolgt, indem das Wasser über ein Filter geleitet wird, das ausschließlich aus Marmor aufgebaut ist; je nach dem Gehalt des Wassers an Kohlensäure werden durch  $1 \text{ m}^2$  Marmorfilter bis zu  $80 \text{ m}^3$  Wasser im Tag geleitet. Die Kohlensäure verbindet sich beim

Durchgang durch das Filter mit dem Kalk zu wasserlöslichem kohlensaurem Kalk, der die Härte des Wassers erhöht. Die Filter (Abb. 309) werden ähnlich den Langsamsandfiltern aus einer etwa 60 bis 150 cm hohen Filterschicht aus Marmorkies von 3 bis 8 mm Körnung und einer darunter liegenden Stützschiicht aus größerem Marmorkies aufgebaut. Das Wasser wird bei kleinen Anlagen von unten nach oben, also in entgegengesetzter Richtung, wie in Sandfiltern durchgeleitet, um eine



Abb. 309. Schema der Versuchsentsäuerungsanlage Frankfurt a. M. (H. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure II, 5. Aufl., Berlin 1928)



Dichtung der Filterdecke zu verhüten. Bei größeren Anlagen fließt das Wasser wie durch ein Langsamfilter und es wird alle ein bis drei Monate durch ein in der Stützschiene verlegtes System von gelochten Rohren zur Auflockerung und Entschlammung der Filterschicht durch etwa 30 Minuten Preßluft geleitet. Für den Antrieb des Gebläses sind für  $1 \text{ m}^2$  Marmorfilter etwa  $0,75 \text{ PS}$  vorzusehen. Der Marmorverbrauch beträgt etwa  $0,8 \text{ g}$  pro Gramm freie Kohlensäure im Wasser.

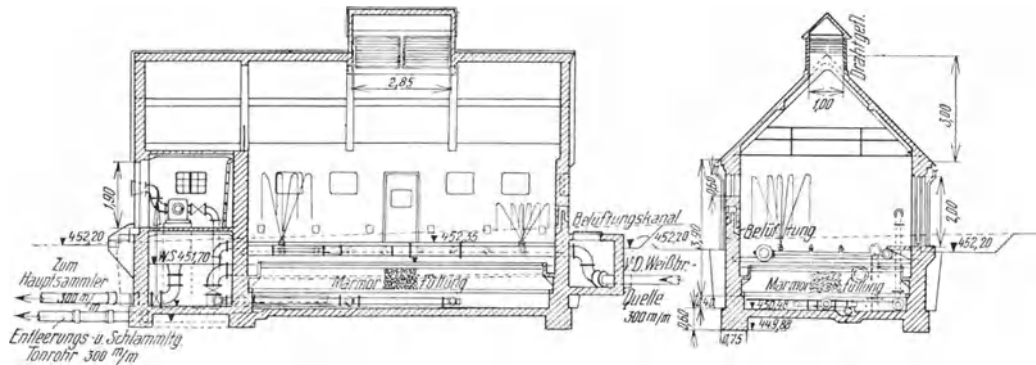


Abb. 310. Entsäuerungsanlage mit Spritzdüsen und Marmorfilter. (Nach E. Egl)

Eine kombinierte Entsäuerungsanlage mit Zerstäubung und chemischer Bindung ist in der Abb. 310 dargestellt. Ähnlich den Schnellfiltern können auch die Marmorfilter als geschlossene Druckfilter gebaut werden, so daß sie ohne freien Wasserpiegel durchflossen werden.

#### e) Die Enthärtung

Während für Genußzwecke die Härte des Wassers in der Regel belanglos ist, ja härteres Wasser vielfach als wohlschmeckender bezeichnet wird, ist für die meisten gewerblichen Verwendungen, wie z. B. als Kesselspeisewasser, Kühlwasser, in der Färberei, Wäscherei, Bleicherei, Brauerei usw. weiches Wasser erforderlich und das Wasser muß vor der gewerblichen Benutzung meistens enthärtet werden. Die Enthärtung geschieht, wenn es sich nur um die Ausscheidung der kohlensauren Salze, des Kalziums und des Magnesiums handelt, durch Zusatz von gesättigtem Kalkwasser; sollen auch die Sulfate, Chloride und Nitrate des Kalziums und des Magnesiums ausgeschieden werden, so ist neben dem Kalkwasser auch noch der Zusatz von Soda erforderlich. Gleichzeitig mit der Ausscheidung der oben erwähnten Verbindungen erfolgt auch eine Bindung der freien Kohlensäure und die Ausscheidung von Eisen und Manganverbindungen und es verbleiben im Wasser nur leicht lösliche Salze des Natriums, die vom Sodazusatz herrühren und die für die meiste Verwendung unschädlich sind. Die Kalzium- und Magnesiumverbindungen fallen als unlösliche Verbindungen in Form von Schlamm aus, der sich teils absetzt, teils in einem Schnellfilter zurückgehalten wird.

Eine Enthärtungsanlage besteht im allgemeinen aus einem Kalksättiger, allenfalls einem Lösungsbehälter für Soda, dem Regulierapparat, dem Reaktionsraum und dem Schnellfilter. Der Kalksättiger, nach den Grundsätzen von Derveaux ausgebildet, besteht im wesentlichen aus einem aufrecht stehenden konischen Behälter *S* (Abb. 311), dessen engster Querschnitt sich unten befindet. Durch den Hahn *K* und das darunter befindliche Rohr mit Trichter wird die vor einer Arbeitsschicht (durch Ablöschen und Verdünnen des Kalkes im Behälter *J*) bereitete Kalkmilch ganz unten in den Sättiger eingeführt, nachdem man unmittelbar vorher die ausgelaugten Kalk-

reste durch den Hahn *L* entfernt hat. Eine genau eingestellte Wassermenge fließt aus dem Regulierbehälter *R* durch das Ventil *V* und das Rohr *v* unter die vorher eingeführte Kalkmilch und wirbelt diese stets auf. Das Wasser nimmt den Kalk mit in die Höhe, bis nach erfolgter Sättigung die Wassergeschwindigkeit infolge der zunehmenden Querschnittserweiterung so gering wird, daß die Kalkteilchen, weil schwerer, nicht mehr folgen. Das Kalkwasser verläßt, nachdem es sich vollständig mit Kalk gesättigt hat, geklärt den Kalksättiger durch das Rohr *U*. Die zurückfallenden Kalkteilchen werden immer wieder von der Wasserströmung erfaßt und bis zur Erschöpfung ausgelaugt.

Neben dem Kalksättiger befindet sich der Reaktionsbehälter *D*, in welchem das Rohwasser und das gesättigte Kalkwasser chemisch aufeinander wirken. Über dem Reaktionsbehälter befindet sich der Verteilungsapparat. An dessen Abteil *R* sind zwei Regulierventile, *P* für das Rohwasser und *V* für das mit Kalk zu sättigende Wasser angebracht, deren Mitten in ein und derselben horizontalen Ebene liegen, so daß der Wasserdurchfluß durch sie stets von ein und demselben Wasserspiegel abhängt und deshalb auch bei wechselnder Leistung des Apparates genau proportional ist. Die beiden Zuflüsse hören auch gleichzeitig auf zu laufen, wenn die Wasserzuleitung *H* abgesperrt wird und kein Wasser mehr in den Verteilungsbehälter eintritt.

Das Gemisch von Rohwasser und gesättigtem Kalkwasser strömt durch das Mischrohr *E* nach unten und gelangt in den Reaktionsbehälter *D*. In diesem setzt sich ein Teil des ausgefallenen Schlammes nieder und wird von Zeit zu Zeit durch den Hahn und das Rohr *W* abgelassen. Das Wasser steigt im Raume *D* in die Höhe und fließt durch ein Überlaufrohr auf das Kiesfilter *F*, um darauf durch das Rohr *T* den Reinigungsapparat völlig klar und praktisch frei von Karbonaten sowie frei von Eisen und Mangan zu ver-lassen.

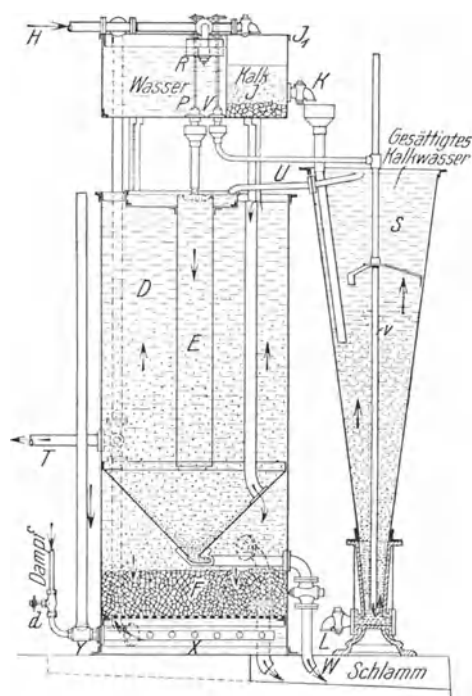


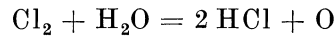
Abb. 311. Enthärtungsanlage. (Nach H. Reisert)

Als Filtermaterial dient Kies von gleichmäßiger Korngröße. Das Filter ist auswaschbar und die Reinigung erfolgt je nach der Schlammmenge täglich einmal oder noch seltener. Das Kiesfilter wird entweder, wie es die Abb. 311 veranschaulicht, in den Unterteil des Reaktionsbehälters eingebaut, oder es kommt als besonderer Behälter neben dem Reaktionsbehälter zur Aufstellung.

#### f) Das Entkeimen

Wasser, das durch Bakterien verunreinigt ist, wird verlässlich nur durch Langsamfilter so weit gereinigt, daß es ohneweiters genußfähig ist. Schnellfilter halten zwar Fremdkörper hinreichend zurück, Bakterien gelangen aber vielfach, wenigstens zu Zeiten großer Verunreinigung des Rohwassers, so zahlreich in das Filtrat, daß eine Entkeimung des Wassers noch erforderlich ist, bevor es unbedenklich dem Genuß zugeführt werden kann. Diese Entkeimung geschieht vorwiegend durch die Einwirkung von Sauerstoff oder von ultravioletten Strahlen auf die Bakterien.

Die Entkeimung durch Sauerstoff. Die Entkeimung durch Sauerstoff geschieht nach verschiedenen Verfahren, die sich nur durch die Art und Weise unterscheiden, wie im Wasser der Sauerstoff in möglichst aggressiver Form erzeugt wird. Die verbreitetsten Verfahren wenden Chlorgas an, das aus zugesetzten Chemikalien, wie Chlorkalk oder Kalziumhypochlorid, im Wasser freigemacht oder in reinem Zustand gasförmig zugesetzt wird. Das Chlor verbindet sich mit dem Wasserstoff des Wassers nach der Formel



und der bei dieser Umsetzung freiwerdende Sauerstoff tötet die Bakterien. Die Salzsäure, die sich hierbei bildet, geht mit den im Wasser gelösten Kalzium- und

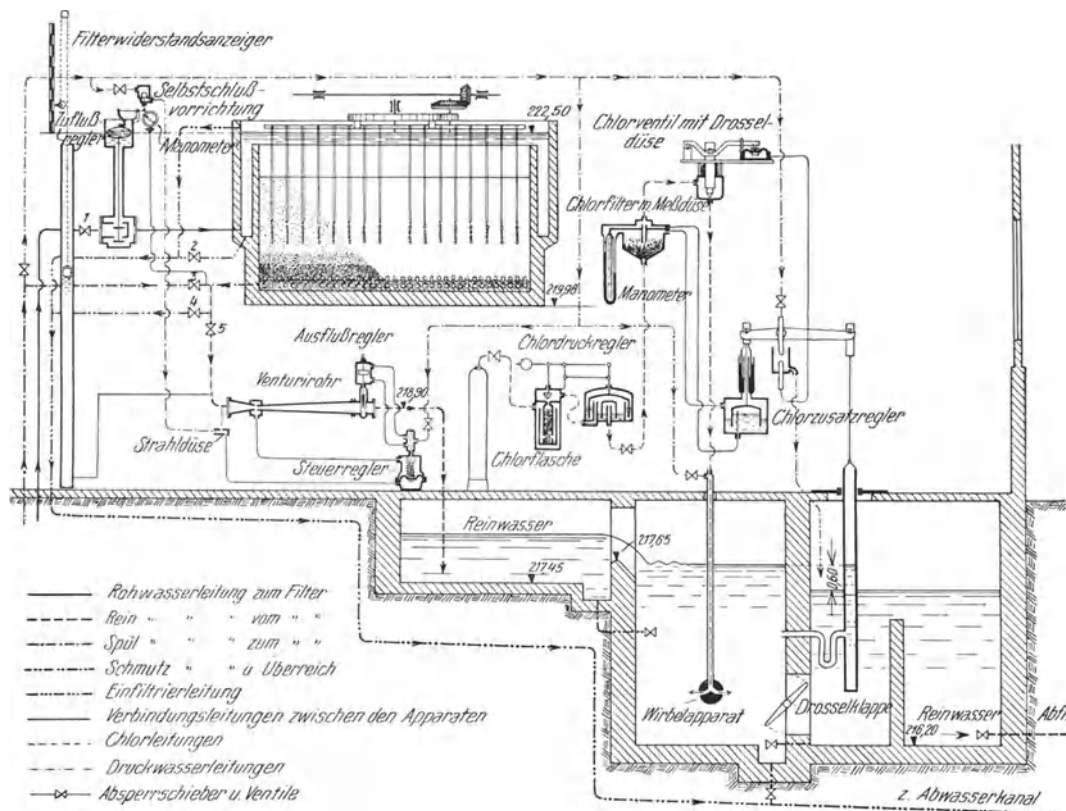


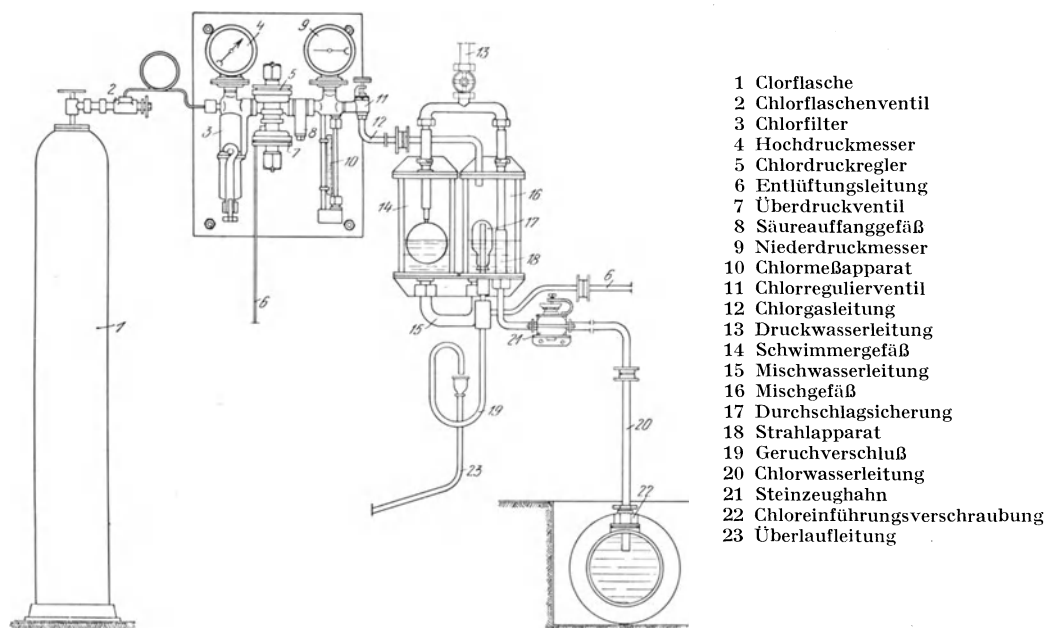
Abb. 312. Schema der Chlorgasentkeimungsanlage des Wasserwerkes Stuttgart. (Nach E. Link)

Magnesiumsalzen Verbindungen ein. Die bei diesem Verfahren erforderlichen Chlormengen betragen 0,2 bis 0,5 g je Kubikmeter Wasser. Das Chlor hat nur geringe Tiefenwirkung und es ist daher nur sicher wirksam, wenn das Wasser vollkommen klar und frei von Schwebestoffen ist; die Chlorierung erfolgt aus diesem Grunde stets nach der Filtration.

Unter den Verfahren zur Chlorierung des Wassers erfordert jenes mit unmittelbarer Verwendung von Chlorgas wegen seines geringen Raumerfordernisses keine umfangreichen Baulichkeiten und es ist eine solche Anlage stets betriebsbereit und sofort wirksam. Das Chlorgas wird entweder zuerst mit einer geringen Wassermenge zu Chlorkalauge vermischt, die erst in das zu entkeimende Wasser gelangt (indirektes Verfahren) oder es wird durch eine eigene Düse unmittelbar in das zu entkeimende Wasser geleitet (direktes Verfahren).

Die Abb. 312 stellt das Schema einer Entkeimungsanlage in der Bauart der Bamag, dar, die von E. Link für das Neckar-Wasserwerk in Stuttgart eingerichtet worden ist. Die eigentliche Entkeimungsanlage besteht aus dem Chlordruckregler und der Zusatzeinrichtung.

Das in der Chlorflasche aufgespeicherte Chlorgas erfährt im Chlordruckregler, nachdem es durch eine Filterschicht getrocknet und gereinigt worden ist, eine Druckverminderung auf wenige Meter Wassersäule. Durch Verschiebung eines Gewichts am Waagebalken, an dessen anderem Ende eine Tauchglocke in konzentrierter Schwefelsäure eintaucht, kann der Druck innerhalb bestimmter Grenzen geregelt werden. Steigt der Druck über dem Druckverminderungsventil über das gewünschte, eingestellte Maß hinaus, so wird die Tauchglocke etwas angehoben und das Ventil entsprechend mehr geschlossen.



- 1 Chlorflasche
- 2 Chlorflaschenventil
- 3 Chlorfilter
- 4 Hochdruckmesser
- 5 Chlordruckregler
- 6 Entlüftungsleitung
- 7 Überdruckventil
- 8 Säureauffanggefäß
- 9 Niederdruckmesser
- 10 Chlormeßapparat
- 11 Chlorregulierventil
- 12 Chlorgasleitung
- 13 Druckwasserleitung
- 14 Schwimmergefäß
- 15 Mischwasserleitung
- 16 Mischgefäß
- 17 Durchschlagsicherung
- 18 Strahlapparat
- 19 Geruchverschluß
- 20 Chlorwasserleitung
- 21 Steinzeughahn
- 22 Chloreinführungsver schraubung
- 23 Überlaufleitung

Abb. 313. Chlorgasentkeimungsanlage. (Bamag-Meguïn, Berlin)

Vom Chlordruckregler gelangt das Chlorgas zur Zusatzvorrichtung, welcher die Aufgabe zufällt, auf 1 m<sup>3</sup> Wasser auch bei schwankendem Durchflusse selbsttätig stets die vorgeschriebene Chlormenge zuzusetzen; sie besteht aus dem Chlorfilter mit Meßdüse und Manometer, dem Chlorventil mit Drosseldüse und dem eigentlichen Chlorzusatzregler mit Steuermembrane. Alle mit dem Chlorgas in Berührung kommenden Teile sind aus solchen Stoffen hergestellt, die vom Chlor nicht angegriffen werden (Blei, Glas, Steingut, Hartgummi).

Im Chlorfilter wird das Chlorgas zunächst einer abermaligen Reinigung unterworfen und durchströmt dann die Meßdüse, die ausgewechselt werden kann und die für eine bestimmte Druckdifferenz vor und hinter der Düse auf den zugehörigen Gasdurchgang genau geeicht ist. Die Druckdifferenz kann an dem Flüssigkeitsmanometer abgelesen und die Chlormenge mittels eines Kurvenblattes bestimmt werden.

Der Druck vor und hinter der Meßdüse wird über und unter eine Tauchglocke übertragen, die in Tetrachlorkohlenstoff schwimmt und an einem Waagebalken aufgehängt ist, wobei das über der Tauchglocke befindliche Chlorgas durch eine Sperr-

flüssigkeit am Entweichen verhindert ist. Diese Sperrflüssigkeit zeigt auch zugleich den durch den Chlordruckregler verminderten Chlordruck an. An dem anderen Waagebalken ist eine mit einer Membrane verbundene Zugstange angebracht; die Stellung dieser Membrane ist abhängig von der Druckhöhe  $H$ , d. h. von der durch die Klappe jeweils fließenden Wassermenge. Im Drehpunkt des Balkens befindet sich eine an die Druckwasserleitung angeschlossene Düse und ihr gegenüber eine zweite Düse, die den Strahldruck unter die Membrane des Chlorventils weiterleitet. Dadurch wird die Drosseldüse angehoben und läßt Chlorgas nach dem Wirbelapparat strömen, in welchem es durch Druckwasser zerstäubt und in dem zu entkeimenden Wasser aufgelöst wird.

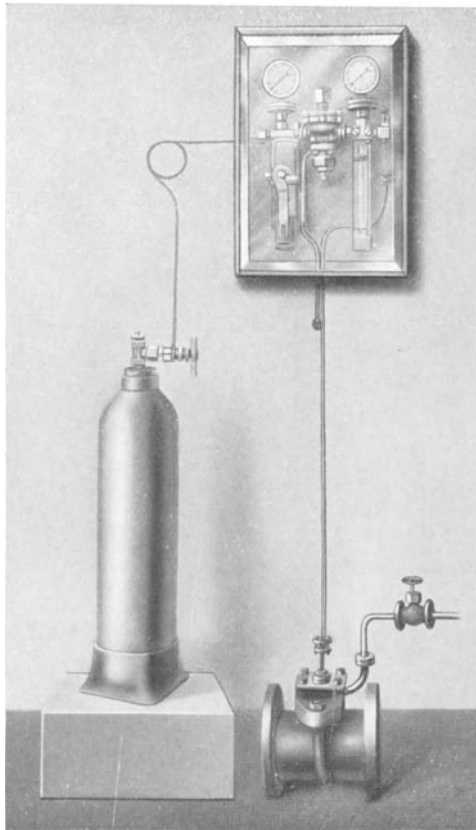


Abb. 314. Kleine Chlorentkeimungsanlage. (Bamag-Mequin, Berlin)

Fließt durch die Drosselklappe kein Wasser, so ist die Druckhöhe  $H = 0$  und damit die Membrane am weitesten nach oben durchgedrückt. In diesem Falle geht der aus der Druckwasserdüse am Drehpunkt des Waagebalkens austretende Strahl an der Gegendüse rechts vorbei. Es wird somit kein Druck auf die Membrane des Chlorventils ausgeübt, und die Drosseldüse bleibt geschlossen. Strömt nun Wasser durch die Drosselklappe, so stellt sich in der Kammer vor der Drosselklappe der Wasserspiegel um  $H$  höher ein als hinter ihr, die Membrane wird nach unten gedrückt und ein Teil des Wasserstrahles aus der Strahldüse trifft auf die Gegendüse. Der auf die Membrane des Chlorventils hiedurch ausgeübte Druck öffnet die Drosseldüse und läßt Chlorgas nach dem Wirbelapparat durch. Infolge der jetzt auftretenden Druckdifferenz vor und hinter der Meßdüse senkt sich die Tauchglocke, der Waagebalken bewegt sich entgegen dem Uhrzeigersinn wieder etwas zurück, und dieses Spiel wiederholt sich so lange, bis ein Gleichgewichtszustand erreicht ist, der dem richtigen Chlorzusatz entspricht.

Eine ähnlich arbeitende kleinere Chlorgasanlage ist in der Abb. 313 dargestellt.

In der Abb. 314 ist schließlich eine vollständige Chlorgasentkeimungsanlage nach dem direkten Verfahren in der Bauart der Bamag für ein kleineres Wasserwerk dargestellt, um noch besonders den geringen Raumbedarf vor Augen zu führen.

Das Chlorgas strömt durch den Chloreinführungsapparat ins Wasser, den die Abb. 315 in der Bauart der Bamag darstellt; er besteht im wesentlichen aus einer Düse mit ringförmiger Kammer, der Druckwasser in tangentialer Richtung zugeführt wird. Dadurch entsteht in der Kammer ein Wasserwirbel von großer Winkelgeschwindigkeit, in dessen Mittelpunkt sich ein hohes Vakuum bildet. An dieser Stelle wird durch eine zweite Düse das Chlor zugeführt und tritt gemeinsam mit dem Druckwasser aus, wobei die Druckwasser-Chlorgasmischung sich infolge der Zentrifugalkraft im umgebenden Wasser kegelförmig ausbreitet. Auf diese Weise wird die

Bildung großer Chlorblasen wirksam verhindert und es ergibt sich gleichzeitig eine sehr innige Mischung mit dem zu entkeimenden Wasser. Die außerordentlich feinen Gasnebel werden vom Wasser sofort aufgenommen.

Das Gerät kann durch eine einfache Rohrschelle auf jede beliebige Rohrleitung aufgesetzt werden, die nur eine Anbohrung von der Größe der Düse erhalten muß. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Chlorzuführung in der Saugleitung der Pumpen durchzuführen, doch kann das Gerät auch gegen einen gewissen Gegendruck arbeiten, der von dem zur Verfügung stehenden Wasserdrucke abhängt. Die einfache Bauart ohne bewegliche Teile bedingt keinerlei Wartung und die großen Querschnitte verhindern ein Verstopfen der Düse. Auch für Fälle, wo Druckwasser nicht zur Verfügung steht, bestehen Einführungsapparate.

Statt auf die Bakterien Sauerstoff im Entstehungszustand wirken zu lassen, hat man auch in einigen Anlagen das Wasser in innige Berührung mit Ozon gebracht, nachdem auch diese Form des Sauerstoffs auf die Bakterien tödlich wirkt. Die Abb. 316 a gibt das Schema einer solchen Anlage. Das Ozon wird in eigenen Apparaten (Abb. 316 b) erzeugt, indem man Glimmentladungen hochgespannten Wechselstromes hervorruft, während gleichzeitig zwischen den Elektroden Luft, die in Kühlapparaten getrocknet worden ist, durchgeleitet wird. Die Ozonluft wird im Sterilisationsturm (Riesler) mit dem sorgfältig vorgereinigten Wasser in innige Berührung gebracht und es fließt nach Entlüftung in den Reinwasserbehälter, aus dem es abgepumpt wird.

Die Ozonisierung erfordert pro Kubikmeter

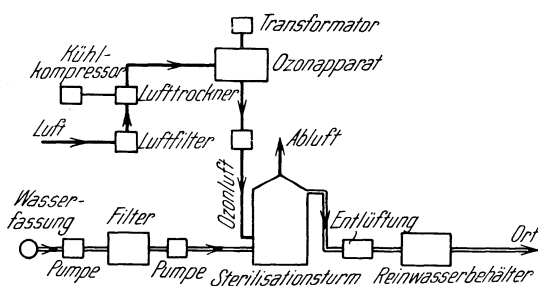


Abb. 316 a. Schema einer Ozonanlage

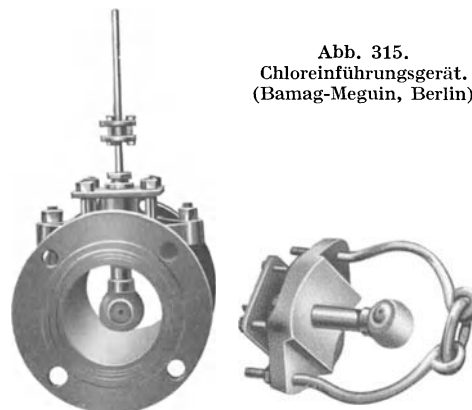


Abb. 315.  
Chloreinführungsgerät.  
(Bamag-Meguinn, Berlin)

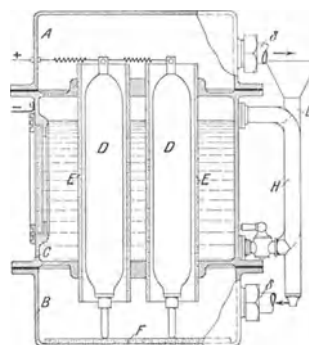


Abb. 316 b. Ozonerzeuger von Siemens und Halske. A Gehäusedeckel, B Gehäuseboden, D Ozonröhren, E Glaszylinder, F Isolierglasplatte, H Kühlwasserabfluß, L Kühlwasserzufluß, o Ozonleitung. (H. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure II, 5. Aufl., Berlin 1928)

Wasser etwa  $0,5 \text{ m}^3$  Luft mit einem Ozongehalt von rund  $3 \text{ g/m}^3$ . Für alle Arbeiten im Ozonwerk, einschließlich Beleuchtung, sind etwa  $120 \text{ Watt/m}^3$  Wasser erforderlich. Ozonisierungsanlagen sind in der Anschaffung wie im Betrieb wesentlich teurer als Anlagen zur Chlorierung, so daß sie kaum noch ausgeführt werden dürften.

Entkeimung durch ultraviolette Strahlen. Die Entkeimung des Trinkwassers kann schließlich auch durch ultraviolette Strahlen erfolgen, die in der bekannten Quarzlampe erzeugt werden. Wie aus der Abb. 317 leicht zu entnehmen ist, wird das Wasser in dünner Schicht derart an der Quarzlampe vorbeigeführt, daß es

sich 5 bis 10 Sekunden unter der Einwirkung der Strahlen befindet. Wird die Stromzuleitung zur Lampe unterbrochen, so öffnet der Wasserdruck ein Ventil, so daß das Wasser nicht mehr durch den Lampenapparat in die Reinwasserleitungen fließt.

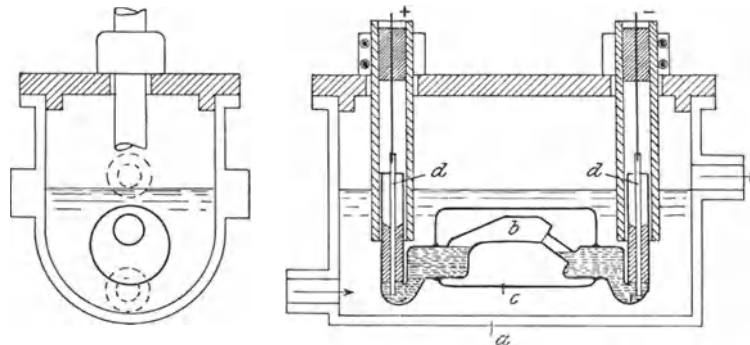


Abb. 317. Gerät zur Entkeimung des Wassers mit ultravioletten Strahlen. *a* Gehäuse, *b* Quarzlampe, *c* Schutzmantel, *d* Stromzuleitung. (Aus H. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure II, 5. Aufl., Berlin 1928)

Das Wasser muß auch diesem Apparat vollkommen klar und frei von Schwebestoffen zugeführt werden. Der Stromverbrauch beträgt etwa 25 Wattstunden/m<sup>3</sup> Wasser. Auch dieses Verfahren hat wenig Aussicht, ausgedehntere Anwendung zu finden.

Literatur: Bamberg, Fr.: Praktische Erfahrungen über das Verhalten der in Wasser gelösten Gase und Salze und ihr gegenseitiges Abhängigkeitsverhältnis bei der Wasseraufbereitung. Gas- und Wasserfach, 66, S. 720. 1923. — Bruns, H.: Die Desinfektion des Trinkwassers in Wasserleitungen mit Chlor. Gas- und Wasserfach, 65, S. 734. 1922. — Erlwein, G.: Neuere Ozonwasserwerke. Gesundheitsingenieur, 36, S. 17. 1913. — Derselbe: Das Ozonwasserwerk in Petersburg. Gesundheitsingenieur, 34, S. 200. 1911. — Derselbe: Die Trinkwasserreinigung durch Ozon nach dem System von Siemens & Halske (A. G.). Berlin 1901. Leipzig: Leineweber. — Derselbe: Die Sterilisation von Trinkwasser durch Ozon und ultraviolette Strahlen. — Friese, G.: Über eine neuerebaute Enteisungs- und Entsäuerungsanlage. Gas- und Wasserfach, 55, S. 150. 1912. — Hilgers, W. und Lauter, L.: Untersuchungen über die Wirkung der Langsamfiltration. Gesundheitsingenieur, 44, S. 381. 1921. — Gartzweiler, L.: Die neue Schnellfilteranlage der Stadt Remscheid. Gas- und Wasserfach, 59, S. 577. 1916. — Derselbe: Chlorgassterilisation und Desinfektion von Wasser und Abwasser. Gesundheitsingenieur, 44, S. 143. 1921. — Hooijer, K.: Der Eisen- und Mangengehalt des Wassers und seine Enteisung und Entmanganung. Gas- und Wasserfach, 63, S. 253. 1920. — Imhoff, K. und Saville, Ch.: Die Desinfektion von Trinkwasser mit Chlorkalk in Nordamerika. Gas- und Wasserfach, 53, S. 1119. 1910. — Jürgensen: Die Schnellfilteranlage des städtischen Wasserwerkes Altona. Gas- und Wasserfach, 60, S. 280. 1917. — Kißkalt, K.: Die Ursachen der Wirkung von Sandfiltern. Gas- und Wasserfach, 60, S. 111. 1917. — Derselbe: Die Wirkung offener und geschlossener Filter bei der Enteisung. Gas- und Wasserfach, 65, S. 85. 1922. — Link, E.: Schnellfilteranlage von 30000 m<sup>3</sup> Tagesleistung für das Neckarwasserwerk Berg der Stadt Stuttgart. Gas- und Wasserfach, 67, S. 593. 1924. — Meyer, A. F.: Erfahrungen beim Betrieb von Sandfiltern. Zeitschr. f. Wasserversorgung, Nr. 23, 24. 1919. — Minder, L.: Zur Theorie über die Wirkung der Sandfilter. Gas- und Wasserfach, 61, S. 56. 1918. — Oesten, G.: Neuerungen in der Konstruktion von Sandfiltern zur Wasserversorgung. Gas- und Wasserfach, 52, S. 453. 1909. — Olszewski, W.: Entsäuerung, Entmanganung und Entkeimung von Trinkwasser sowie Entkeimung von Schwimmhallenwasser. Ber. d. Dtsch. pharm. Ges., 33, H. 5. 1923. — Rasser, Ed.: Die chemische Methode der Trinkwasserreinigung. Zeitschr. f. Wasservers., Nr. 15, 16. 1918. — Derselbe: Die physikalische Methode bei der Trinkwasserreinigung. Zeitschr. f. Wasservers., Nr. 5, 6. 1918. — Reisert, H.: Wasserreinigung mittels Kalk im Zusammenhang mit der Trinkwasserfrage in Niederländisch-Indien. Gesundheitsingenieur, 44, S. 196. 1921. — Schröder, R.: Erfahrungen mit der Verwendung von schwefelsaurer Tonerde für Vorklärungszwecke im Betrieb des Hamburger Elbwasserwerkes. Gas- und Wasserfach, 56, S. 878. 1913. — Selter, H. und Hilgers, W. E.: Bedeutung des Chlorgasverfahrens für die Trinkwasserversorgung. Gesundheitsingenieur, 46, S. 125. 1923. — Sprung: Die Enteisungsanlage des städtischen Wasserwerkes II in Potsdam. Gas- und Wasserfach, 57, S. 872. 1914. — Thiem, G.: Die Wasser-

versorgung. Im Kalender f. d. Gas- u. Wasserfach, 50. R. Oldenbourg. 1927. — Wagner, W.: Das Wasserwerk und die Enteisungsanlage der Stadt Vegesak. Gas- und Wasserfach, 52, S. 55. 1909. — Weyrauch, R.: Wasserversorgung der Städte. II. Bd. A. Kröner. 1916. — Zink-eisen, R.: Das neue Wasserwerk am Potsdamer Bahnhof in Berlin. Glasers Ann. f. Gewerbe u. Bauwesen, 67/2, S. 49. 1910.

## VI. Die Wassergewinnung

Für die Trinkwasserversorgung kommt unterirdisches oder oberirdisches Wasser in Betracht; als unterirdisches Wasser oder Grundwasser werden alle Wässer bezeichnet, die sich in den Poren des Untergrundes sammeln oder fortbewegen und an irgend einer Stelle natürlich als Quellwasser zutage treten oder künstlich gehoben werden. Oberirdisches Wasser oder Tagwasser ist Wasser aus Flüssen, Seen oder Speichern (Zisternen, Talsperrenbecken); dieses letztere ist für Versorgungszwecke minder geeignet und soll nur im Notfalle herangezogen werden.

### a) Quellwasser

Quellwasser, das für Trinkwasserversorgung verwendet werden soll, muß in jeder Hinsicht den hygienischen Anforderungen entsprechen. Zeitweise Trübungen und starke Schwankungen der Temperatur ebenso wie das zeitliche Zusammentreffen großer Quellschüttung mit größeren Niederschlägen lassen das Quellwasser mindestens als verdächtig erscheinen, weil diese Umstände darauf hindeuten, daß ungenügend gefiltertes Wasser von der Bodenoberfläche oder aus Spaltenzuflüssen mit dem Quellwasser austritt. Damit einwandfreies Wasser einer Quelle auch einwandfrei bleibt, muß die Quelle gefaßt werden und es muß oberhalb der Quellfassung ein Schutzgebiet geschaffen werden, in dem lebhafter Verkehr und die Benutzung tierischer Dungstoffe unzulässig ist.

Die Fassung der Quelle muß derart erfolgen, daß das gesamte austretende Wasser mindestens 2 m unter dem Boden in die Quellstube läuft; damit verunreinigtes Oberflächenwasser nicht etwa längs der Quellstubenwandungen ungefiltert zusickern kann, wird die Quellfassung gegen die Bodenoberfläche gut abgedichtet, unter Umständen muß, wenn der Boden sehr durchlässig ist, die Bodenoberfläche oberhalb der Quellstube sogar gedränt werden. Auch das Bauwerk der Quellstube wird gegen unerwünschtes Sickerwasser durch Asphaltierung der Außenflächen oder durch einen mindestens 20 cm starken Lehmschlag gesichert; um ein Einfrieren zu verhindern, soll die Decke der Quellstuben mindestens 1 m hoch überdeckt werden. Jede Quellfassung besteht aus einem kleinen Sammelbecken, in das das Wasser läuft und wo es allenfalls mitgebrachten Sand ablagert und einen anschließenden Raum, der die beim Betrieb nötigen Schieber und Ventile enthält. Das Sammelbecken muß einen Überlauf und eine Entleerung erhalten und die Entnahmeleitung wird etwas über der Sohle, aber doch so tief unter dem Spiegel angeordnet, daß keine Luft in die Leitung gelangen kann; sie wird überdies gegen Verstopfung u. dgl. durch einen Einlaufseiherr geschützt.

Die Fassung des Wassers hängt von den örtlichen Verhältnissen ab und kann in der Regel erst endgültig festgelegt werden, wenn die Quelle aufgeschlossen ist, wenn also der Schutt u. dgl. über der Quelle abgeräumt und diese bis zur undurchlässigen Schicht freigelegt ist. Die Höhenlage des Wassereintrittes in die Quellstube wird meist etwas unter die Oberfläche der undurchlässigen Schicht gelegt; der Querschnitt muß so bemessen werden, daß unter keinen Umständen das Wasser im Untergrund gestaut wird, weil die Gefahr bestünde, daß sich das Wasser an anderer Stelle einen Ablauf bahnt.



Tritt das Quellwasser geschlossen aus, so bietet die Fassung in der Regel keine Schwierigkeiten. In flachem Gelände aufsteigende Quellen brauchen in der Regel nicht besonders gefangen zu werden; sie erhalten, wie es die Abb. 318 zeigt, nachdem

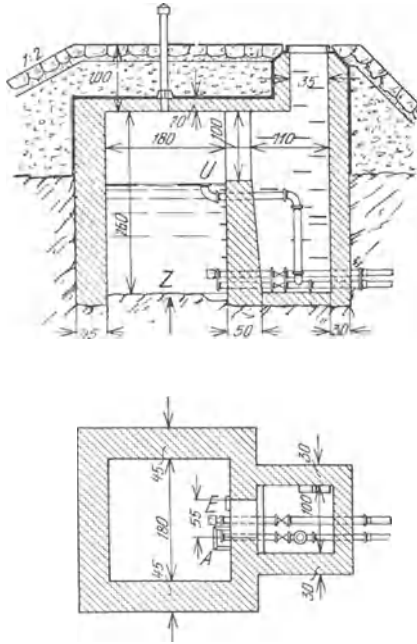


Abb. 318. Fassung einer aus dem Boden aufsteigenden Quelle

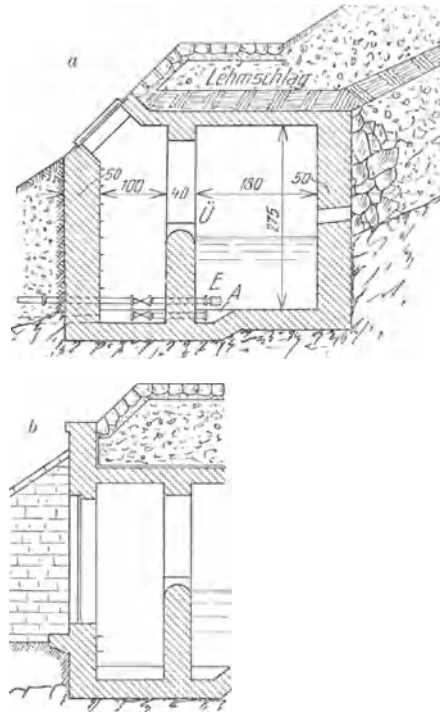


Abb. 319. Fassung einer Quelle an einem Hang. *a* Abschluß der Quellstube mit einem Schachtdeckel, *b* mit einer eisernen Türe

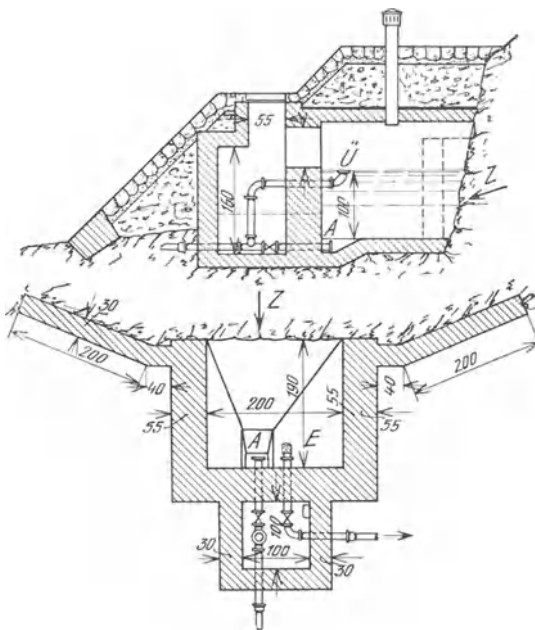


Abb. 320. Fassung einer breit austretenden Quelle

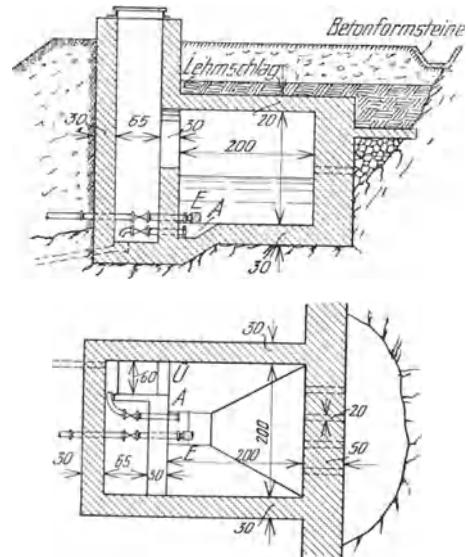


Abb. 321. Fassung einer breit austretenden Quelle

sie aufgedeckt sind, eine dichte Umfassung, die eingedeckt die Quellstube darstellt. Erfolgt der Quellaustritt geschlossen an einem Hang, so erfolgt die Fassung etwa in der in der Abb. 319 dargestellten Weise. An sehr steilen Felshängen kann es notwendig werden, die Quellstube in den Fels zu verlegen. Bei Hangquellen, die breit austreten, kann das Wasser durch eine kleine Sperrmauer zum Eintritt in die Quellstube gezwungen werden (Abb. 320 und 321) oder es wird bei sehr breitem Austritte erforderlich, Sickerstränge (Abb. 322) anzuordnen, durch die das Wasser zur Quellstube geleitet wird. Diese Sickerstränge werden je nach den verfügbaren Baustoffen in der in der Abb. 323 angedeuteten Weise ausgeführt; sie müssen gegen Zusickerung von Niederschlagswasser, das durch die Auffüllung des Grabens ungenügend filtriert in die Sickerleitung käme, durch eine Lehmschlag- oder Betondecke gesichert werden. Besonders sicher wird das Zusickern von ungenügend filtriertem Wasser in den Sammelstrang verhindert, wenn über der wasserdichten Decke ein Dränstrang verlegt wird, der diese Wasser sammelt und ableitet. In den Abb. 324 und 325 sind Ansichten solcher Sammelstränge wiedergegeben und die Abb. 326 und 327 lassen die Anlage solcher Quellfassungen erkennen.

Bei der Fassung von Quellen können auch längere Stollen erforderlich werden, wenn die Geländeneigung für die Anlage von Sammelsträngen zu groß oder wenn das Wasser nur in größerer Tiefe unter dem Gelände zu finden ist. Die Abb. 328 gibt eine Ansicht des 240 m langen Stollens im Hauersteig bei Graz wieder, in dem die Abflüsse von 14 Spaltquellen gesammelt werden. Der Stollen wird nach Vollendung der Aufschlußarbeiten an der Sohle betoniert und mit einer Sammelrinne ausgerüstet, die das Wasser ableitet; der übrige Querschnitt wird entweder mit Bruchstein ausgeschichtet (Abb. 329) oder besser für allfällige Überprüfungen offengehalten und nötigenfalls ausgemauert (betoniert), wobei das Mauerwerk entweder an Ort und Stelle hergestellt oder Eisenbetonformstücke verwendet werden (Abb. 330).

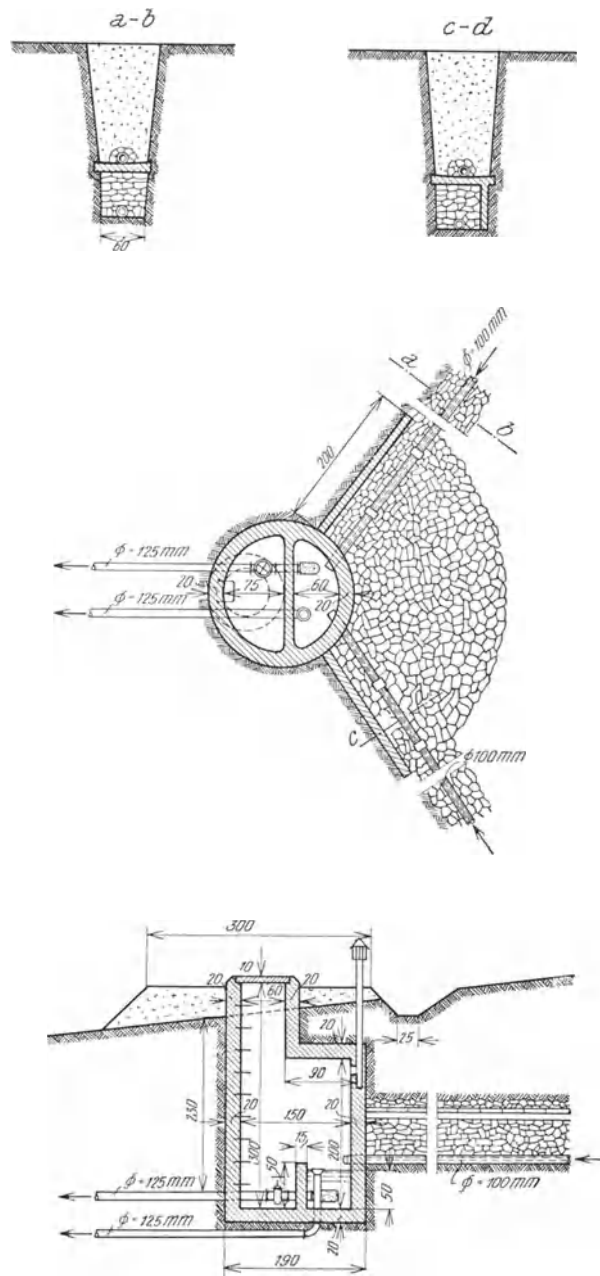
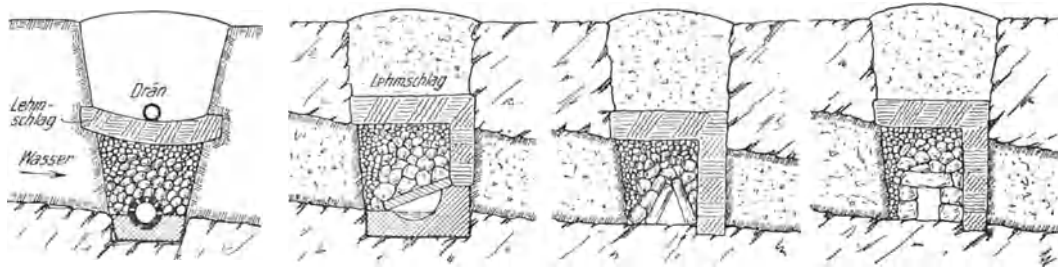
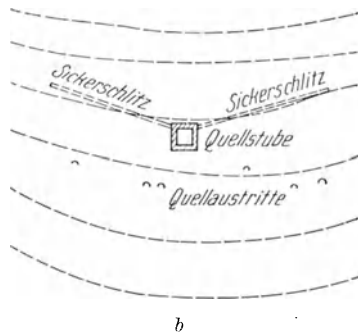


Abb. 322. Fassung einer breit austretenden Quelle



a



b

Abb. 323. Sickerstränge. a Querschnitt, b Grundriß



Abb. 324. Sickerstränge aus gelochten Steinzeugrohren, umgeben mit Steinschlag (O. Lettovsky, Brünn)

Die Überlauf- und Entleerungsleitung wird in den alten, früher bestandenen Quellabfluß geleitet. Bei größeren Quellschüttungen wird ein Überfall eingebaut, wie es bei kleineren genügt ein Rohr, über

etwa die Abb. 319 veranschaulicht, dessen Rand das überschüssige Wasser fällt. Bei ganz kleinen Quellstuben kann der Entleerungsschieber erspart werden, wenn der mit der Entleerung verbundene Überlauf nach der Abb. 331 eingebaut wird, bei dem durch einfaches Hochziehen des Überlaufrohres die Entleerung betätigt wird. Die Entleerungsleitung, die mindestens 0,20 m weit gemacht wird, kann in der Regel aus Betonrohren verlegt werden; am Ende wird sie mit einer Froschklappe abgeschlossen, die das Eindringen von Ratten, Fröschen und dergleichen verhindert.



Abb. 325. Sammelstrang aus gelochten Steinzeugrohren. (S. Juhász, Graz)

Die Einheitspreise sind bei Quellauffassungen wesentlich höher anzusetzen als bei anderen Bauwerken, weil die Zufuhrkosten in der Regel sehr hoch sind, vielfach Baugeräte wegen des kleinen Baues herangeschafft werden müssen und weil die Arbeiten durch den Wasserzudrang sehr

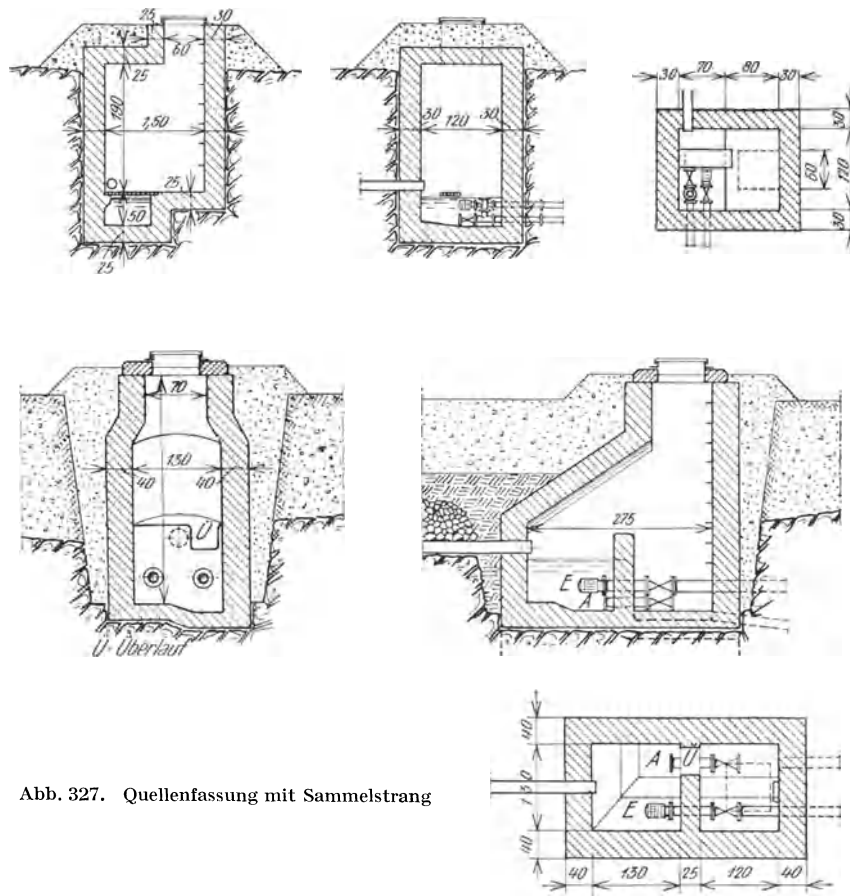


Abb. 327. Quellenfassung mit Sammelstrang

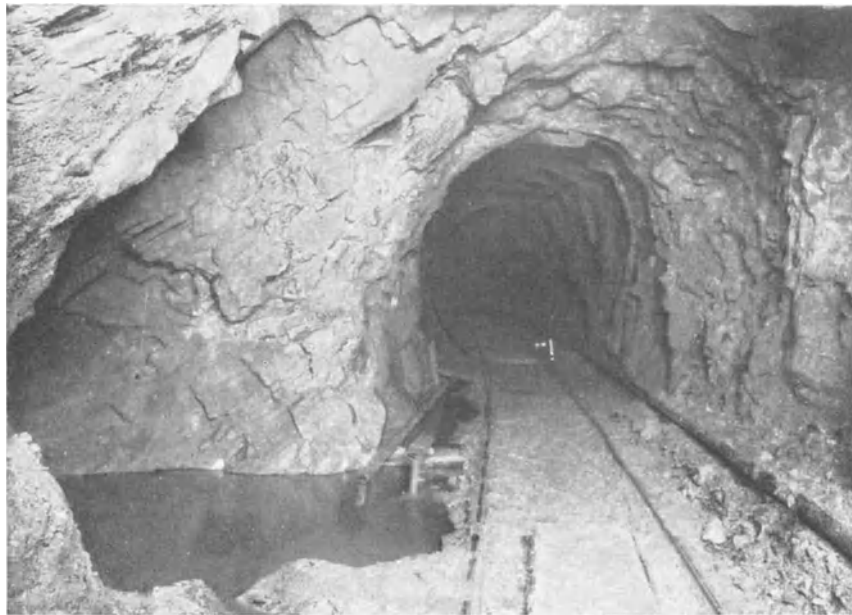


Abb. 328. Fassungsstollen für 14 Spaltquellen im Hauersteig bei Graz. (S. Juhász, Graz) Schoklitsch, Wasserbau

behindert werden. Die Kosten einer Quellfassung können erst ermittelt werden, wenn die Quelle vollständig aufgeschlossen ist, das ist aber in der Regel

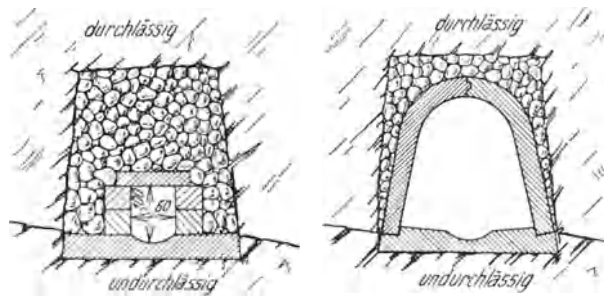


Abb. 329. Wasserfassung in Stollen, *a* Ausschichtung eines Sickerstollens mit Steinen, *b* Auskleidung eines Sickerstollens mit Eisenbetonformstücken

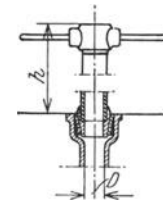


Abb. 330. Überlauf und Entleerung für kleine Quellfassungen

erst zu Beginn des Baues der Fall. Gute Bauunternehmer übernehmen daher Quellfassungen nicht zu Pauschalpreisen.

#### b) Grundwasser

Tritt in den für den Wasserbezug in Aussicht genommenen Gelände nirgends Wasser von entsprechender Beschaffenheit und in hinreichender Menge natürlich zutage, so wird das Grundwasser künstlich gefaßt und gehoben. Die Art der Wassergewinnung hängt hiebei von der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht ab; ist der Grundwasserstrom tief, so werden lotrechte Fassungen, sogenannte Brunnen, angewendet, deren Zahl von der zu gewinnenden Wassermenge und der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht abhängt. Wenn die erforderliche Wassermenge schon mit einem Brunnen zu gewinnen ist, so wird dieser Brunnen in der Regel weit, als sogenannter Schacht- oder Kesselbrunnen ausgeführt, damit der Brunnen im Innenraum nebenbei auch die Rolle eines Ausgleichsbehälters mit übernimmt. Sind mehrere Brunnen nötig, so werden sie als enge Rohrbrunnen ausgeführt, die in der Regel durch eine Heberleitung mit einem gemeinsamen Sammelbrunnen verbunden werden, der als weiter Schachtbrunnen hergestellt wird und aus dem das Wasser erst abgepumpt wird. Die geringstzulässige



Abb. 331. Fassung einer Spaltquelle in einem 12 m tiefen Schacht; die Ableitung liegt 7 m unter dem Gelände. (S. Juhász, Graz)

Weite der Brunnen hängt neben wirtschaftlichen Erwägungen besonders von der Kornmischung des Untergrundes ab; je kleiner der Brunnendurchmesser ist, desto tiefer sinkt bei gleicher Entnahme der Spiegel im Brunnen ab und desto rascher strömt das Grundwasser in der Umgebung des Brunnens. Durch Gegenüberstellung der Jahreskosten verschieden weiter Brunnen und der durch die Absenkung des Spiegels bedingten Hebekosten kann der wirtschaftlichste Brunnendurchmesser ermittelt werden; die Untergrundverhältnisse können aber dazu zwingen, von diesem wirtschaftlichen Brunnendurchmesser abzugehen, wenn sich bei ihm zu große Eintrittsgeschwindigkeiten ergeben. Es kommen dann nämlich die feineren Teilchen des Bodens in Bewegung und der Brunnen versandet. Nach Versuchen von A. Thiem und H. Krey können, wie die nebenstehende Abb. 322 veranschaulicht, schon geringfügige lotrechte Geschwindigkeiten Sandkörner schwebend erhalten.

Zur Beurteilung der Frage, ob im Untergrund irgend eine Korngröße in Bewegung geraten kann, darf aber nicht die Filtergeschwindigkeit  $u$  (vgl. S. 167) herangezogen werden, sondern es muß die tatsächlich in den Poren des Untergrundes herrschende Geschwindigkeit berücksichtigt werden, die bei einem Porenvolumen  $n \frac{1}{n}$ -mal so groß als die Filtergeschwindigkeit ist.

Fließt das Grundwasser nur in dünner Schicht, so verwendet man nahezu wagrecht liegende Sammelstränge oder Stollen, die in einen Sammelbrunnen entwässern.

Wassergewinnung durch Schachtbrunnen. Brunnen, die noch bestiegbar sind, werden Schachtbrunnen genannt; sie werden aus technischen Gründen mit Durchmessern zwischen etwa 1,0 und 8,0 m ausgeführt. In Brunnen mit Durchmessern unter 1,0 m ist ein einziger Arbeiter schon so sehr behindert, daß die Aushubkosten unverhältnismäßig hoch werden. Die Ergiebigkeit eines engen Brunnens ist annähernd ebenso groß wie die eines weiten; durch das Abteufen eines weiten Brunnens wird also kein erhöhter Wasserzufluß erreicht, dafür bleibt aber die Spiegelabsenkung bei einer bestimmten Entnahme in weiten Brunnen wesentlich geringer als im engen und auch die Eintrittsgeschwindigkeit des Grundwassers, die ja das Aufwirbeln bzw. Einschleppen von Sand verursacht, ist im weiten Brunnen geringer.

Schachtbrunnen werden als Einzelbrunnen für ein einzelnes Haus, eine Siedlung oder einen gewerblichen Betrieb und als Sammelbrunnen großer Wasserfassungsanlagen ausgeführt und sie müssen daher, da das Grundwasser annähernd gleichmäßig zusickert, die Entnahme aber stoßweise erfolgt, auch die Rolle eines Wasserbehälters übernehmen. Je unregelmäßiger und je größer und unvermittelter die Entnahme ist, desto größer wird der Brunnendurchmesser gewählt. Die Bautiefe beträgt selten mehr als etwa 30 m; sollen auch noch tiefer liegende Grundwasserschichten erschlossen werden, so wird mit Vorteil von der Schachtbrunnensohle aus ein Röhrenbrunnen abgeteuft und man hat dann einen sogenannten gekuppelten Brunnen.

Die Schachtbrunnen werden mit durchlässigen und mit undurchlässigen Wandungen hergestellt; bei Brunnen mit durchlässigen Wandungen kann die Sohle undurchlässig oder auch durchlässig sein. Wird die Sohle durchlässig ausgebildet,

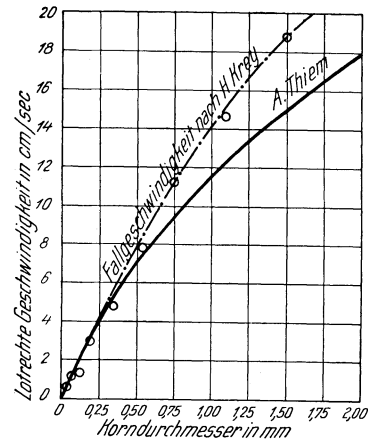


Abb. 322. Sinkgeschwindigkeit von Sandkörnern verschiedener Korngröße

so ist es meist notwendig, durch besondere Vorkehrungen das Eindringen und das Aufwirbeln von Sand zu verhindern.

Als Baumaterial für Schachtbrunnen kommt Mauerwerk, Beton, Eisenbeton und seltener Eisen in Betracht. Die Herstellung des Brunnens geschieht fast durchwegs als sogenannter Senkbrunnen, der also innen ausgegraben und durch sein Eigengewicht versenkt wird; nur in seltenen Fällen wird die Absenkung mit Druckluft erforderlich. Die Absenkung des Brunnens geschieht in der Regel, um an Kosten zu sparen, von der knapp über dem Grundwasserspiegel liegenden, wagrechten Sohle einer offenen Baugrube aus; dort wird er auf einem als Schneide dienenden steifen Brunnenkranz aufgemauert und der Aushub im Brunnen beginnt dann, wenn das Mauerwerk genügend erhärtet ist. Zur besseren Führung des Brunnens schon vom Beginn des Absenkens an kann die Baugrube um den Brunnen auch noch vor Beginn des Aushubes verschüttet werden. Der Aushub geschieht entweder durch Baggerung, wobei bei kleinen Anlagen Handbaggergeräte, bei größeren Greifbagger (Abb. 333 a) oder Eimerkettenbagger (Abb. 333 b) angewendet werden oder es wird unter Wasserhaltung von Hand ausgehoben. Die Wasserhaltung erfolgt durch Pumpen aus einem

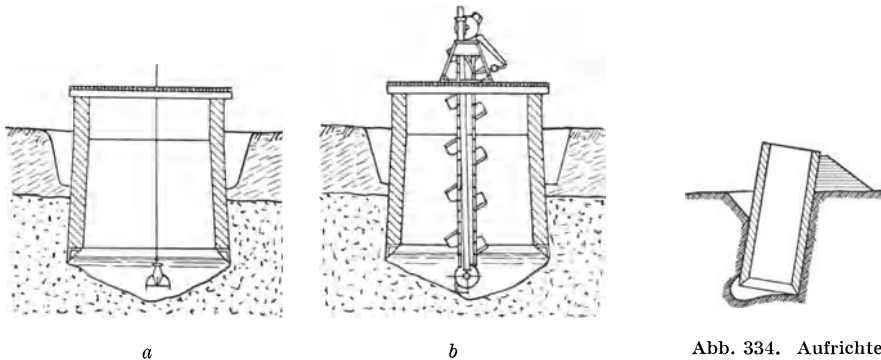


Abb. 333. Aushub aus Senkbrunnen, *a* mittels Greifbaggers, *b* mittels Eimerkettenbaggers

Abb. 334. Aufrichten eines schiefliegenden Brunnens

offenen Sumpf, bei größerem Wasserandrang durch Grundwasserabsenkung mittels eines Rohrbrunnens, der von der Brunnensohle aus abgeteuft ist.

Brunnen zeigen beim Absenken vielfach die Neigung, sich schief zu stellen; durch einseitiges Untergraben der zurückgebliebenen Schneide und Belasten der gegenüberliegenden Wandung durch eine Erdschüttung (Abb. 334) können sie wieder aufgerichtet werden. Brunnen, die für Wassergewinnung angelegt werden, sollen außen zylindrische Wandungen erhalten. Bei Brunnen für Grundkörper von Bauwerken gibt man dem Brunnenmantel nach oben einen geringen Anzug, um die Reibung zwischen dem Brunnen und dem Boden zu verringern; das ist bei Wassergewinnungsbrunnen womöglichst zu vermeiden, weil die Gefahr besteht, daß längs des Brunnens ungefiltertes Tagwasser herabläuft, in den Brunnen gelangt und diesen verunreinigt. Ist die Reibung am Brunnenmantel so groß geworden, daß er hängen bleibt, so wird er oben mit einem geeigneten Ballast beschwert.

Gemauerte Schachtbrunnen werden aus hartgebrannten oder aus Klinkerziegeln, seltener aus Formsteinen in Zementmörtel hergestellt. An der Außenseite wird der Mantel mit Beton 1 : 3 etwa 1 bis 1,5 cm stark glatt verputzt, innen mit Mörtel 1 : 1 verfügt. Um die Wandung durchlässig zu machen, werden Lochsteine oder Sickerrohre eingemauert oder es werden 2 bis 2,5 cm weite Fugen zwischen den Steinen freigelassen. Gelochte Brunnenmäntel sollen nicht schwächer als etwa 0,40 m gemacht werden. Um ein Abreißen des Brunnens zu verhindern, werden längs des Um-

fanges alle etwa 0,75 bis 1,0 m Zuganker eingebaut, die wieder alle 1,5 bis 2,0 m mit wagrecht durchlaufenden Druckringen verschraubt sind. Den Querschnitt eines Zugankers empfiehlt P. Brinkhaus bei einer Ankerzahl  $a$  und einem Brunneninnendurchmesser  $D_i$  (m) nach der Faustregel

$$f_{(\text{cm}^2)} = (7,5 \text{ bis } 12,5) \frac{D_i (\text{m})}{a} \tag{489}$$

zu ermitteln.

Die Wandstärke gemauerter Brunnen wird nach Erfahrungsregeln bemessen; beträgt der

lichte Brunnendurchmesser	1 bis 1,5;	2 bis 3,5;	4 bis 5,5;	6 bis 7,5 m;
so wähle man als Wandstärke	1	1,5	2	2,5
				Steine.

Das Mauerwerk wird auf dem sogenannten Brunnenkranz (Brunnenscheide, Senkschneide, Brunnenschling) aufgemauert, der je nach der Nachgiebigkeit des Bodens mit Schneidenwinkeln zwischen  $45^\circ$  und  $90^\circ$  aus Eisen, Eisenbeton oder Holz ausgeführt wird. Die früher erwähnten Anker werden sicher mit dem Brunnenkranz verbunden. Die Abb. 335 veranschaulicht einige eiserne Brunnenkränze, für deren Bemessung P. Brinkhaus die folgenden Regeln einzuhalten empfiehlt.

Die Breite  $b$  des Brunnenkranzes bis zur

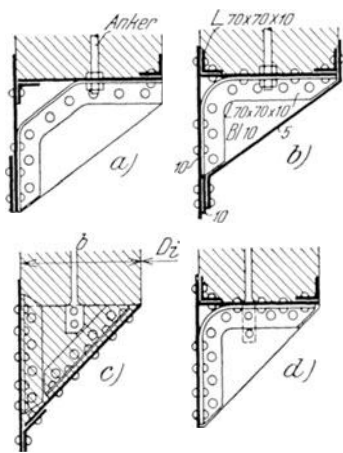


Abb. 335. Eiserne Brunnenkränze

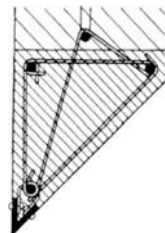


Abb. 336. Eisenbetonbrunnenkranz

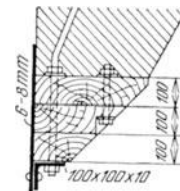


Abb. 337. Hölzerner Brunnenkranz

Brunnenwandstärke  $w = 0,5$  m wird gleich dieser, darüber hinaus nur mit  $b = 0,8$  m ausgeführt und das Mauerwerk gegen den Kranz hinab schlank verjüngt. Die Höhe des Brunnenkranzes wird annähernd gleich der Breite gemacht. Als Blechstärke  $s$  in mm wählt man bei einem Innendurchmesser  $D_i$  (m)

$$s = 2 D_i \tag{490}$$

jedoch nicht schwächer als 5 und nicht stärker als 10 mm. Die Winkel werden gleichschenkelig genommen und erhalten eine Schenkelbreite gleich der 10fachen verwendeten Blechstärke. Der Nietdurchmesser soll in cm

$$d = \sqrt{5 s (\text{cm})} - 0,4 \text{ cm} \tag{491}$$

und die Nietteilung den 3,5- bis 5fachen Nietdurchmesser betragen.

Einen Eisenbetonbrunnenkranz zeigt die Abb. 336; er wird im Mischungsverhältnis 1 : 4 bis 1 : 5 mit einer Winkeleisenschneide hergestellt, die durch Laschen mit der Bewehrung sicher verankert ist.

Brunnenkränze aus Holz werden, wie es die Abb. 337 andeutet, aus mehreren Lagen starker Hartholzbohlen derart hergestellt, daß die Stöße der Bohlen in den einzelnen Lagen gegeneinander versetzt sind. Die Lagen werden miteinander gut verschraubt und die Schneide wird bei Brunnen die durch Schotter abzusenken sind, durch Winkeleisen und allenfalls ein Mantelblech verstärkt.





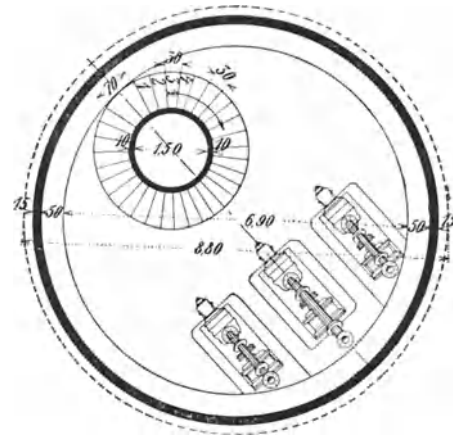
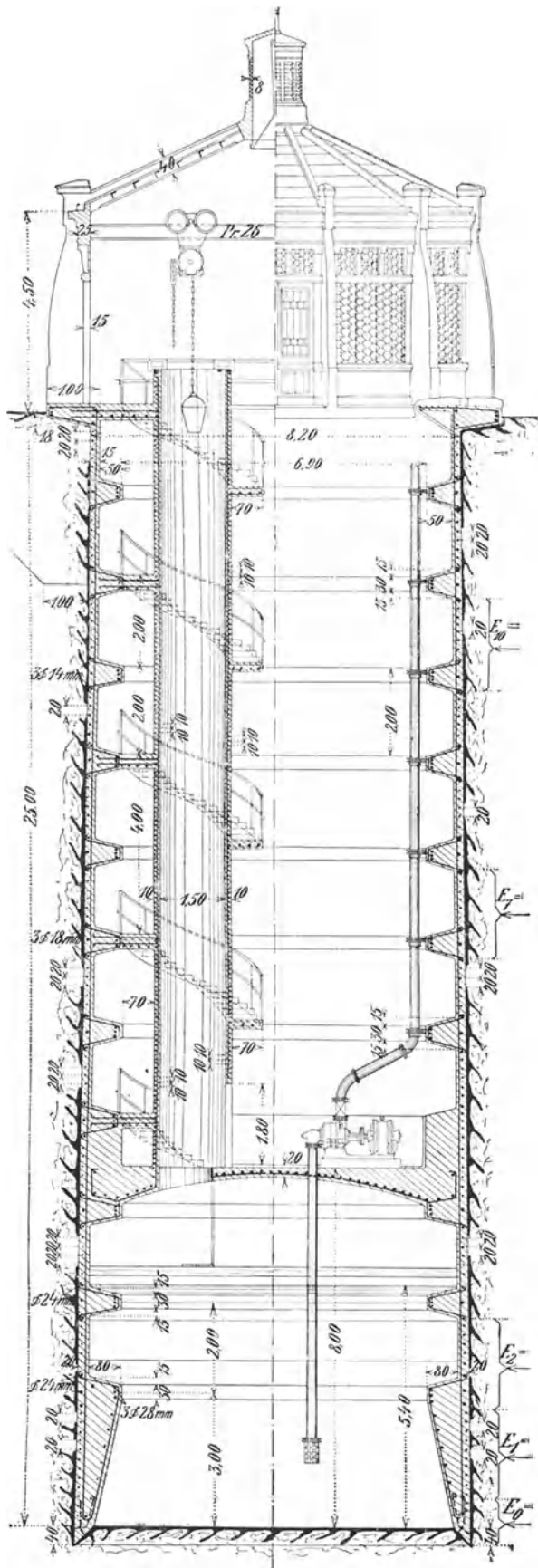


Abb. 339. Schachtbrunnen aus Eisenbeton.  
(Hdb. f. Eisenbetonbau, Bd. VII, Berlin)

während des Absenkens schwerlich widerstehen würden. Man greift daher vielfach zu Faustregeln und wählt die Wandstärke  $w$  in cm bei Beton

$$w = \frac{D_i}{10} + (5 \text{ bis } 12 \text{ cm}) \quad (493)$$

und bei Eisenbeton

$$w = \frac{D_i}{12} + (5 \text{ bis } 10 \text{ cm}) \quad (494)$$

wobei  $D_i$  den Brunneninnendurchmesser in cm bedeutet.

Die Wandstärke des Brunnen nach oben entsprechend dem abnehmenden Erddruck zu verringern, ist nicht üblich, weil Ecken und Absätze am Brunnenmantel vermieden werden sollen. Bei Eisenbetonbrunnen werden aber die Eiseneinlagen nach oben verringert.

Die Sickerschlitze im Brunnenmantel werden hergestellt, indem Holzkeile, die der Form der Schlitze entsprechen, durch Löcher der Innenschalung bis zur äußeren Schalung gesteckt, einbetoniert und nach Beginn des Abbindens herausgezogen werden; man erhält auf diese Weise Sickerschlitze, die sich nach innen erweitern, so daß sich darin keine Steine des Untergrundes festsetzen können. Nach 2 bis 4 Tagen kann der Brunnenring ausgeschalt werden.

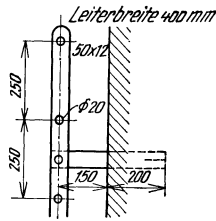


Abb. 340. Eiserne Steigleiter für Brunnen

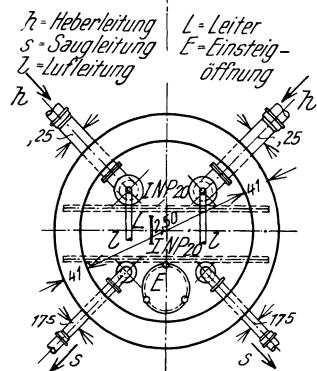
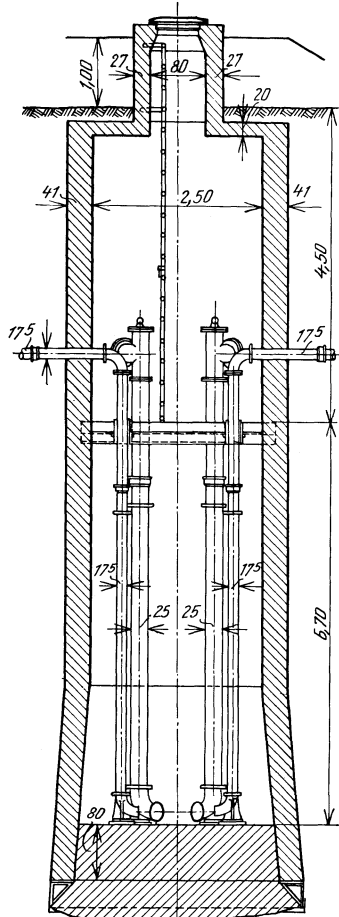


Abb. 341. Sammelbrunnen. (Nach F. Prinz)

Eisenbetonbrunnen können auch, wie es in der Abb. 339 deutlich zu erkennen ist, in eine Anzahl kräftiger Ringe aufgelöst werden, zwischen denen durch dünnwandige Zylinder liegen.

Eiserne Schachtbrunnen kamen früher ausnahmsweise in sehr beweglichem Untergrund zur Anwendung, wo zu befürchten stand, daß durch unvorhersehbare Beanspruchungen im Brunnenmantel Zugspannungen auftreten, denen das Mauerwerk nicht gewachsen ist. Durch die Anwendung des Eisenbetons lassen sich heute auch in solchen Fällen die teureren Eisenschachtbrunnen vermeiden; nur wenn das Wasser Beton angreift, selbst wenn Spezialzement verwendet wird, ist die Ausführung aus Eisen in Erwägung zu ziehen.

Jeder Schachtbrunnen soll für Revisionen mit einer Steigleiter (Abb. 340) und über dem höchsten Grundwasserspiegel mit einer Revisionsbühne ausgerüstet werden. Wenn diese Bühne auch zur Aufstellung der mit einem Elektromotor gekuppelten Turbopumpe verwendet wird (Abb. 339), so muß sie besonders sorgfältig ausgebildet werden, damit eine Verunreinigung des Brunnens bei Verrichtungen an der Pumpe unmöglich ist und besonders auch kein Tropföl in den Brunnen gelangen kann. Die Rohrleitungen der Pumpen werden grundsätzlich am Brunnenmantel aufgehängt, damit das Pumpengehäuse durch das Gewicht derselben nicht beansprucht werden kann. Durch den Brunnenmantel sollen die Rohre immer radial geführt werden (Abb. 341). Alle Eisenteile im Brunnen müssen zweimal mit Asphaltlack gestrichen werden, um Rostbildung zu verhindern.

Die Abdeckung der Schachtbrunnen erfolgt mit Beton oder Eisenbetonplatten, die das Eindringen von Verunreinigungen sicher verhindern. Gußeiserne versperbare Schachtdeckel ermöglichen das Betreten des Brunnens und Lüftungsaufsätze, die ebenfalls das Eindringen von Verunreinigungen ausschließen, erlauben die den Spiegelschwankungen im Brunnen entsprechende Luftzirkulation. Damit Tagwasser verlässlich vom Brunnen ferngehalten wird, wird der Mantel 0,5 bis 2 m über dem Boden hochgeführt; in letzterem Falle kann auch eine eiserne Tür den Eintritt vermitteln.

Brunnen, die das Wasser aus sehr feinkörnigen Schichten beziehen, müssen gegen Versandung durch Körner, die das Wasser mitschleppt, besonders geschützt werden. Hierzu wird der Brunnen vor der Aufnahme des Betriebes entsandet, indem stoßweise Wassermengen gepumpt werden, die die später beabsichtigte Höchstentnahme um die Hälfte übertreffen; während dieser starken Entnahme steigt die Zulaufgeschwindigkeit im Untergrund in der Umgebung des Brunnenmantels weit

über die sich später während des Betriebes einstellende Höchstgeschwindigkeit und das Wasser reißt die feineren Körner aus dem Untergrund in den Brunnen. Man entfernt auf diese Weise aus den dem Brunnenmantel unmittelbar benachbarten Schichten die feinen Körner, die groben bleiben liegen und stützen die feinen in größerer Entfernung und es bildet sich eine Kornschichtung um den Mantel ähnlich jener in einem Sandfilter. Schließlich wird der feine Sand aus dem Brunnen entfernt. Das stoßweise Pumpen und Wiederauffüllen des Brunnens wird so lange wiederholt, bis vollkommen klares Wasser ausläuft. Dieses Verfahren reicht hin, wenn das feinkörnige Material zwischen groben Körnern gelagert ist. Ist der Schachtbrunnen aber im feinkörnigen Untergrund abgesenkt, so sind noch besondere Vorkehrungen nötig. Wenn nur die

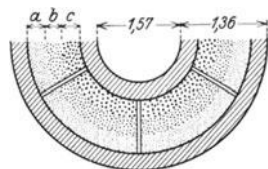


Abb. 342<sup>1)</sup>. Doppelwandiger, gemauerter Brunnen mit Kiesfilter des Wasserwerkes Tegel bei Berlin

Sohle durchlässig ist, so wird über ihr eine verkehrte Filterschicht geschüttet, die den feinen Sand fernhält. Ist auch der Mantel durchlässig, so wird in den Schachtbrunnen ein zweiter Brunnenmantel gesetzt und der Zwischenraum zwischen beiden (Abb. 342) mit einer Sandfilterschicht derart ausgefüllt, daß die groben Körner am Innenmantel zu liegen kommen, oder man setzt, wie es die Abb. 343 veranschaulicht, in den Mantel eigene Eintrittsgitter aus glasiertem Steinzeug mit vorgelagerten Sandfiltern ein.

Wassergewinnung durch Rohrbrunnen. Rohrbrunnen werden in mächtigen wasserführenden Schichten angewendet, wenn zur Wassergewinnung mehrere Brunnen erforderlich sind; sie haben Lichtweiten zwischen 50 und 600 mm und der wirtschaftlichste Durchmesser liegt in der Regel zwischen 200 und 250 mm. Infolge ihrer großen Vor-

<sup>1)</sup> Diese, sowie die folgenden Abb. 343, 344, 346 bis 372 und 377 stammen aus Prinz, E.: Hydrologie, 2. Aufl. J. Springer, Berlin, 1923.

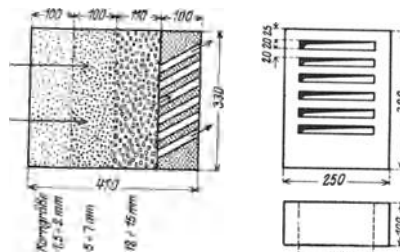
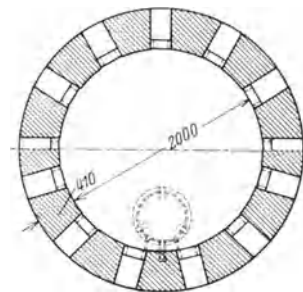
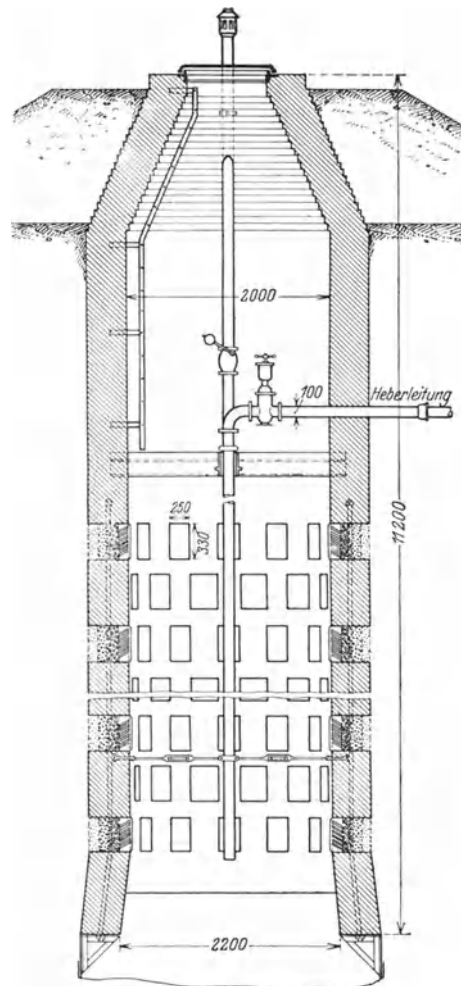


Abb. 343. Schachtbrunnen mit Eintrittsgittern von Prinz

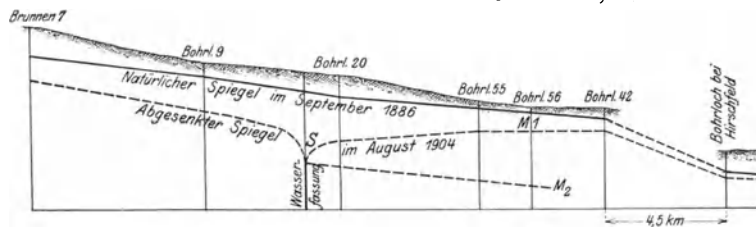
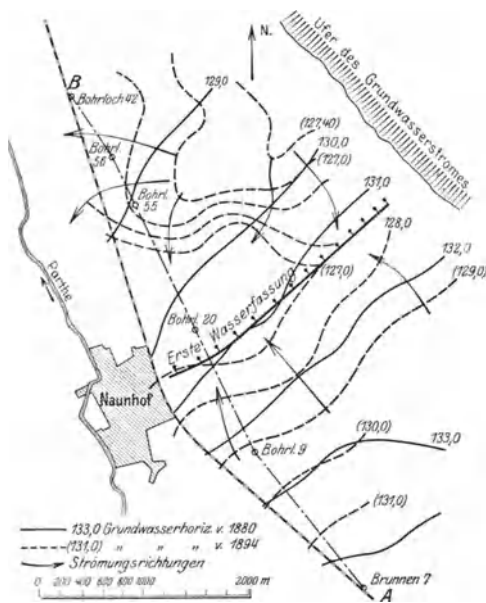


Abb. 344. Grundwasserspiegel an der Wasserfassung Naunhof bei Leipzig nach A. Thiem



Abb. 345. Bohrung für die Rohrbrunnen von Saaz. (J. Bill u. Co., Aussig)

züge, wie billige Herstellung, Anpassungsfähigkeit an den Untergrund und Ziehbarkeit nicht benutzter Brunnen, haben sie fast überall, wo mehrere Brunnen herzustellen sind, die Schachtbrunnen verdrängt. Nur dann, wenn die wasserführenden Schichten so feinkörnig sind, daß trotz aller Vorsichtsmaßregeln Verlegungen des Gewebes am Filterkorb zu erwarten sind, kann die Anwendung der teureren Schachtbrunnen erforderlich werden.

Um durch Brunnengruppen möglichst viel Wasser dem Untergrund entziehen zu können, sollen sie in einer Linie nebeneinander gestellt werden, die annähernd senkrecht zur Bewegungsrichtung des Grundwasserstromes verläuft (Abb. 344). Stehen Brunnen in der Bewegungsrichtung hintereinander, so sinkt die Ergiebigkeit des

zweiten weit unter jene des ersten und Brunnen, die die Ecken eines Vieleckes bilden, liefern überhaupt nicht mehr Wasser als ein einzelner, nur die Spiegelabsenkung bleibt bei

einer solchen Gruppe geringer als im Einzelbrunnen.

Die Rohrbrunnen werden durch Rammen oder durch Bohren (Abb. 345) hergestellt; die Rammbrunnen (Abb. 346), die nur für ganz untergeordnete Gewinnungsanlagen mit sehr geringem Verbrauch in Frage kommen, werden auch als Norton- oder Abessinierbrunnen bezeichnet.

Sie bestehen aus einem 50 mm weiten Rohr, mit dem unten ein gelochtes Filterrohr und eine Spitze verschraubt sind. Oben wird auf das Rohr unmittelbar die Pumpe geschraubt. Der Brunnen wird durch Rammen des Rohres (Abb. 347) hergestellt und es können unter günstigen Verhältnissen Tiefen bis zu 20 m erreicht werden.

Für die Wassergewinnung zur Versorgung einer Ortschaft werden gebohrte Rohrbrunnen verwendet, die derart hergestellt werden, daß in ein



quadratische Gewebe (Abb. 354), das Körpergewebe (Abb. 355) und das Tressengewebe (Abb. 356). Besonderes Augenmerk ist darauf zu richten, daß beim Zusammenbau eines Filterkorbes aus verschiedenen Metallen nicht Zerstörungen durch Elektrolyse auftreten können.

Bei ganz feinkörnigem Untergrund wird um das Korbgerüst eine Filterschicht mit dem größten Korn am Brunnenmantel geschüttet (Abb. 357 bis 359); die Herstellung eines solchen Brunnens erfordert aber ein wesentlich weiteres Bohrloch als Brunnen mit Umhüllung aus Metallgewebe und auch die Schüttung des Filters unter Verwendung von Ziehblechen ist sehr umständlich, so daß sich die Preise nach E. Prinz bis auf das 20fache eines gewöhnlichen Rohrbrunnens stellen

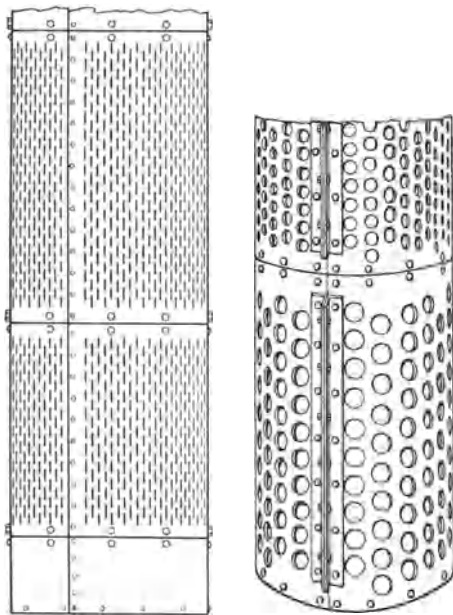
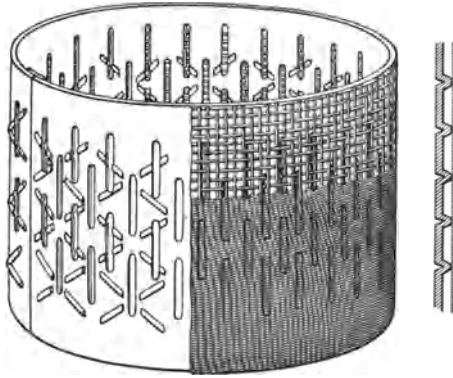


Abb. 350. Filterkörbe aus gelochtem Blech

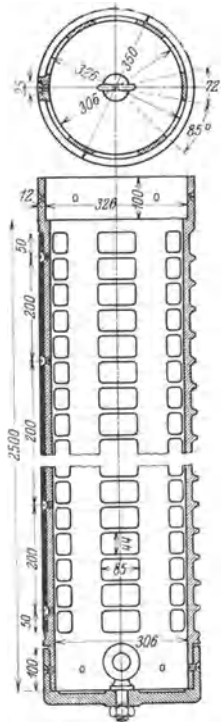


Abb. 351. Gußeiserner Filterkorb von Thiem

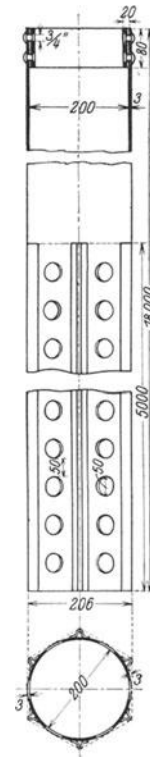


Abb. 352. Filterkorb aus Kupfer

können. Die Herstellung derartiger Brunnen ist daher nur gerechtfertigt, wenn in sehr feinkörnigem Boden die Gefahr besteht, daß das Metallgewebe sich durch feine Sandkörnchen verlegen könnte.

Billiger als Brunnen mit geschüttetem Kiesfilter ist z. B. der Taschenfilter von Pollems (Abb. 360), der in ein enges Bohrloch wie ein gewöhnlicher Rohrbrunnen abgesenkt wird und bei dem in den einzelnen Taschen der Filtermantel schon über Tag sorgfältig hergestellt werden kann.

Um bei einem allfälligen Versagen den Brunnen wieder ziehen zu können, wird

der Brunnenboden manchmal mit einer Öse zum Einhängen des Hebezeuges ausgestattet.

Grundwasser muß unter Umständen auch aus wasserführenden Schichten entnommen werden, deren Wasser den Filterkorb heftig angreifen oder in denen sich das Filtergewebe rasch verlegt. In solchen Fällen werden Brunnen mit ziehbaren Filterkörben oder mit

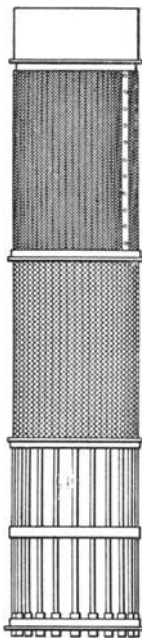


Abb. 353. Filterkorb aus Messing

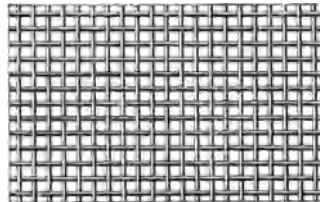


Abb. 354. Einfaches quadratisches Gewebe

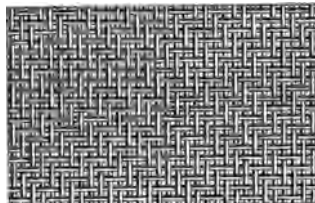


Abb. 355. Köpergewebe

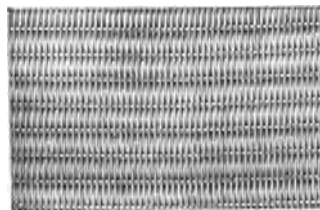


Abb. 356. Tressengewebe

Abb. 354 bis 356. Filtergewebe

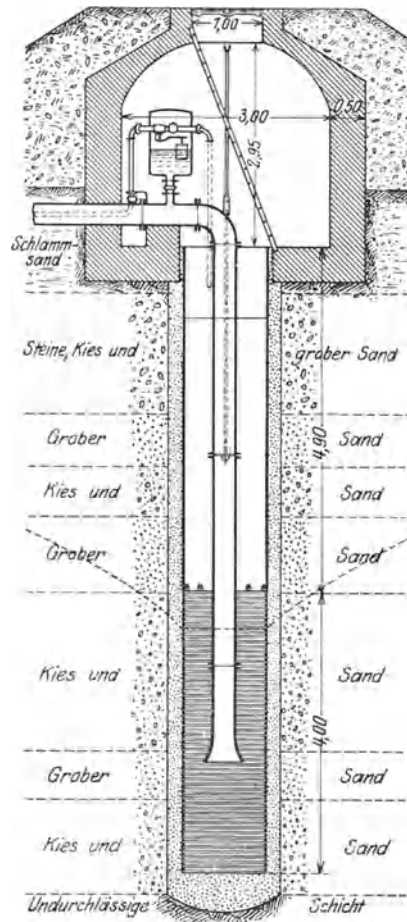


Abb. 357. Brunnen mit Kiesfilter in Luzern

rückspülbaren Filterkörben verwendet.

Zwischen dem Filterkorb und dem Brunnenkopf werden Futterrohre in jenen Teilen des Brunnens eingeschaltet, in denen entweder kein Grundwasser zusickert oder in denen der Brunnen Schichten durchdringt, aus denen kein Wasser entnommen werden soll. Sie

werden in der Regel aus Schmiedeisen oder Gußeisen ausgeführt. Bei engen Rohrbrunnen wird das Futterrohr gleichzeitig als Saugrohr benützt; bei größeren Brunnenweiten wird ein Saugrohr in das Futterrohr eingehängt und der Ringspalt zwischen Futter- und Saugrohr oben sorgfältig zur Verhütung von Brunnenverunreinigungen abgeschlossen.

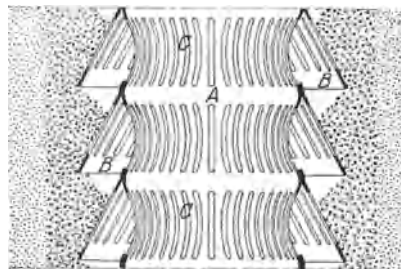


Abb. 358. Filterkorb von Hof

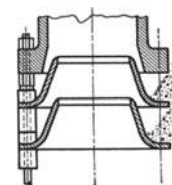


Abb. 359. Filterkorb von Rutsatz



Das obere Ende eines Rohrbrunnens bildet der Brunnenkopf, der den Anschluß der einzelnen Rohrbrunnen an die gemeinsame Sammelleitung vermittelt; er wird, wie es die Abb. 361 bis 363 veranschaulichen, durch einen Flanschenkrümmer und einen Schieber zur Absperrung des Brunnens von der Sammelleitung

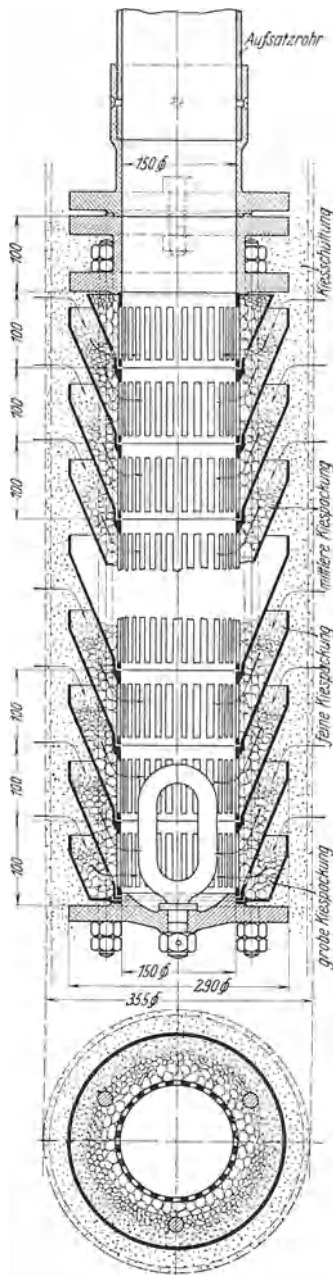


Abb. 360. Taschenfilter von Pollems

gebildet. Der Krümmer erhält einen Stutzen für die Durchführung eines Beobachtungsrohres, das wenigstens 1 m unter den tiefsten Grundwasserspiegel im Brunnen reicht, durch den ohne Betriebsunterbrechung die Wasserstände im Brunnen gemessen und Wasserproben entnommen werden können.

Der Krümmer wird in der Regel oben auf einen Flansch des Futterrohres aufgesetzt; wenn der Rohrbrunnen aus irgendwelchen Gründen weit gemacht wird, ist der Krümmer an ein eigenes Saugrohr, das im Futterrohr des Rohrbrunnens hängt, angeschlossen (Abb. 362 und 363). Der Schieber ist entweder ein normaler, der hinter dem Krümmer angeschlossen wird, oder es wird in den Krümmer gleich ein Ventil eingebaut (Abb. 362).

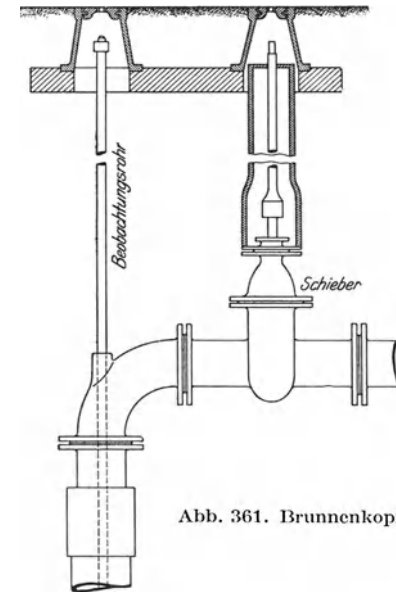


Abb. 361. Brunnenkopf

Der Brunnenkopf wird entweder ohne besonderen Schutz im Boden gebettet (Abb. 362) oder er wird, wenn Wert auf besonders leichte Zugänglichkeit gelegt wird, in besteigbaren Schächten untergebracht (Abb. 363). Im ersteren Falle wird bei guter Überwachung und Absperrbarkeit des Wasserfassungsgeländes das Beobachtungsrohr sowohl wie der Absperrschieber durch Straßenkappen zugänglich gemacht, während bei mangelnder Überwachung die Straßenkappen besser weggelassen werden, so daß beide erst nach Aufgraben einer etwa 20 cm tiefen Bodenschicht zugänglich werden, Unberufenen aber nicht ohne weiteres auffindbar sind.

Wird der Brunnenkopf in einem Schacht untergebracht, eine mit Rücksicht auf die Kostspieligkeit seltenere Ausführung, so wird die Spindel des Absperrschiebers mitunter durch einen Wassertopf geführt, der das Eindringen von Luft durch die Stopfbüchse der Spindel verhindert (vgl. Abb. 363).

Um schließlich auch noch den Eintrittswiderstand eines Rohrbrunnens beobachten zu können, hat man auch außen unmittelbar neben dem Filterkorb ein

eigenes Peilrohr mit dem Brunnen versenkt, in dem die Grundwasserstände am äußeren Brunnenmantel eingemessen werden können. Die Differenz der Wasserstände im Peilrohr und im Brunnen ergibt den Eintrittswiderstand.

Zu diesem Eintrittswiderstand kommt im Laufe der Zeit noch ein erhöhter Widerstand im ganzen um den Brunnen liegenden Boden infolge allmählicher Verlegung und Versandung der Poren durch feine, aus dem

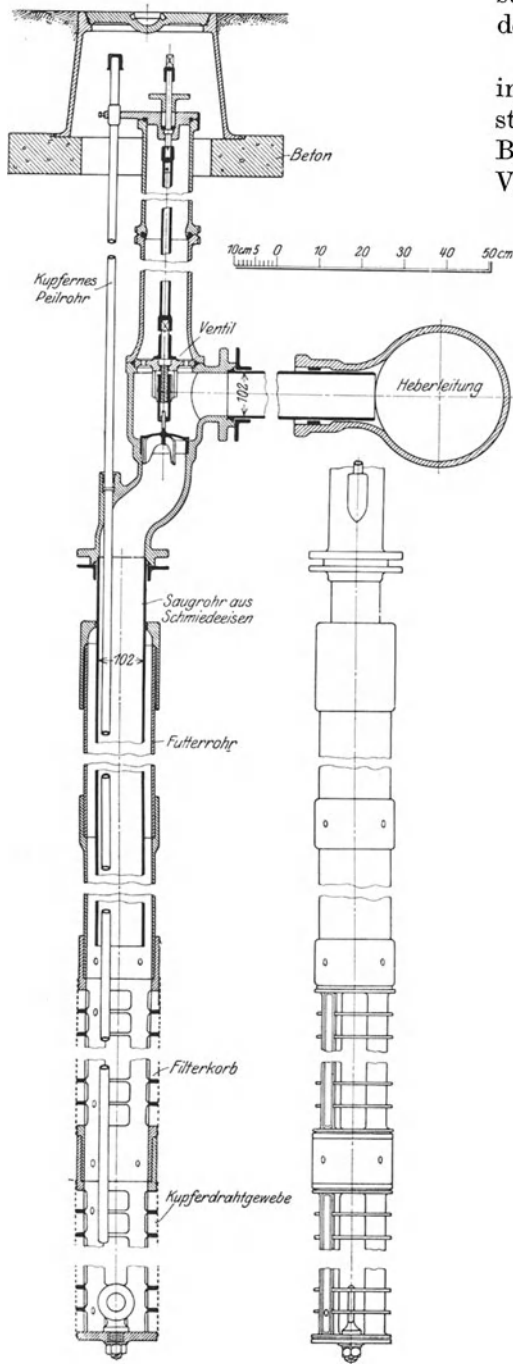


Abb. 362. Rohrbrunnen von Thiem

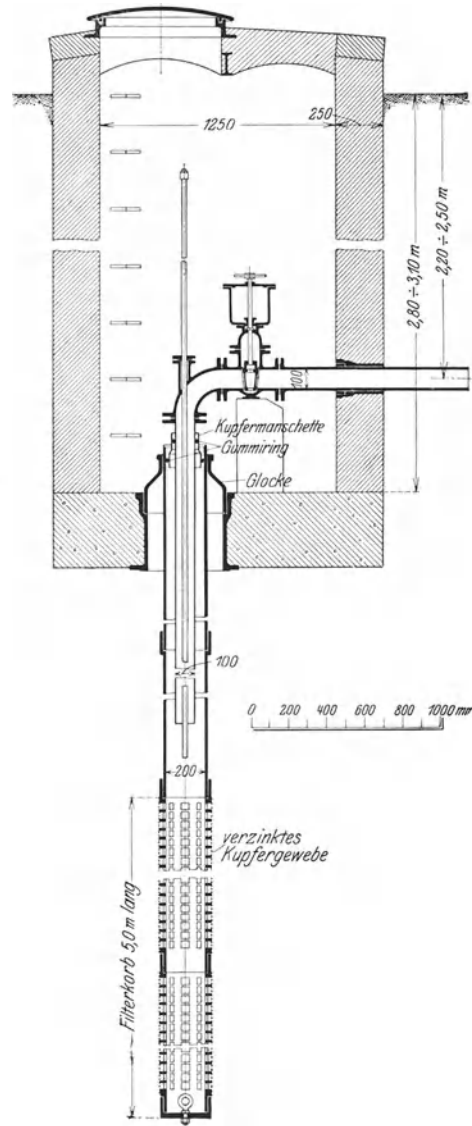


Abb. 363. Rohrbrunnen von Prinz

weiteren Umkreis stammende Bodenteilchen. Die Summe aus dem Eintrittswiderstand und diesen sich im Laufe der Zeit einstellenden Widerständen im Boden wird als Fassungs-widerstand bezeichnet.

Da im Betrieb auch durch das feinste Gewebe Sand in den Brunnen gelangt, wird, bevor der Betrieb aufgenommen wird, der Rohrbrunnen, ähnlich wie es schon bei den Schachtbrunnen geschildert wurde, durch stoßweise Entnahme großer Wassermengen entsandet.

**Gekuppelte Schacht- und Rohrbrunnen.** Wenn das Grundwasser in verschiedenen Stockwerken angetroffen wird, derart, daß im obersten die Wassergewinnung wegen Feinkörnigkeit und geringer Mächtigkeit der wasserführenden Schicht durch Schachtbrunnen empfehlenswert ist, so können, wie es die Abb. 364 andeutet, Schacht- und Rohrbrunnen miteinander gekuppelt werden.

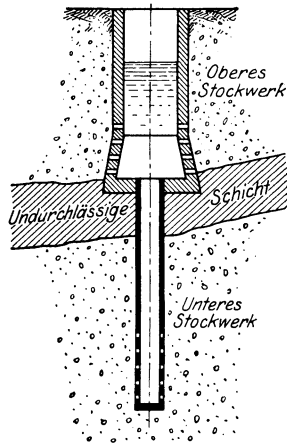


Abb. 364. Gekuppelter Schacht- und Rohrbrunnen

**Die Heberleitung.** Sobald die Wasserfassung durch Rohrbrunnen erfolgt, wird in der Regel zwischen die Rohrbrunnen und die Pumpe ein Sammelbrunnen gelegt; die Rohrbrunnen werden an eine gemeinsame Leitung angeschlossen, die das Wasser in den Sammelbrunnen leitet. Diese Sammelleitung wird stets als Heberleitung ausgebildet und die Abdichtung der Rohrverbindungen muß

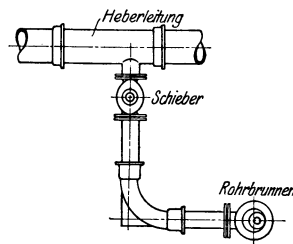


Abb. 365. Anschluß des Rohrbrunnens an die Heberleitung

aus diesem Grunde eine ganz besonders sorgfältige sein, da bei Undichtigkeiten Luft eindringen und die Wassersäule zum Reißen bringen würde. Um die Rohrverbindungen leichter überprüfen und allfällige Undichtigkeiten rasch beheben zu können, hat

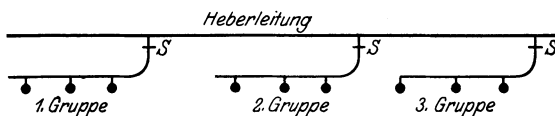


Abb. 366. Anschluß von Brunnengruppen an die Heberleitung

man solche Leitungen auch in einen betonierten, begehbaren unterirdischen Gang verlegt, statt sie unmittelbar im Boden zu betten.

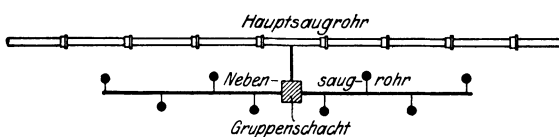


Abb. 367. Anschluß von Brunnengruppen an die Saugleitung

Die Heberleitung wird etwa 4 m neben der Brunnenreihe verlegt; es empfiehlt sich nicht näher heranzugehen, weil durch das Entsandern des Brunnens mitunter Sackungen des Bodens hervorgerufen werden, die die Leitungen zu Bruch bringen können und weil bei zu kleinem Abstand zwischen Heberleitung und Brunnen

die Verbindung der schwerfälligen Gußrohre schwierig wird, da ja kein Brunnen ganz genau an der beabsichtigten Stelle abgesenkt werden kann. Es ist aus diesem Grunde zweckmäßig, so wie es die Abb. 365 andeutet, einen wagrechten Krümmer einzuschalten, damit in den beiden Muffen die Rohrleitungen der Lage des Brunnens leicht angepaßt werden kann.

Um an Schiebern zu sparen, hat man auch die Brunnen zu Gruppen verbunden und erst diese, wie es die Abb. 366 und 367 andeuten, an die Heberleitung angeschlossen.

Zwecks Einleitung des Betriebes muß aus der Heberleitung die Luft abgesaugt werden; da aber jedes Grundwasser Gase absorbiert enthält, die sich bei niedrigeren Drücken ausscheiden, so muß überdies auch während des Betriebes fortlaufend

Luft abgesaugt werden und es wird zu diesem Zwecke eine Entlüftungsanlage angeordnet. Diese wird der im Grundwasser enthaltenen Gasmenge angepaßt, wobei außerdem darauf Rücksicht zu nehmen ist, daß durch die Muffen und Schieber der Heberleitung stets Luft eindringt, die ebenfalls abgesaugt werden muß.

Als Beispiel sei erwähnt, daß in Naunhof bei Leipzig 1 m<sup>3</sup> Wasser 0,85 l Gase bei einem Luftdruck von 760 mm Hg enthält, daß aber im Betriebe bei rund 0,5 at Unterdruck 2,65 l/m<sup>3</sup> Gase (bei 760 mm Hg) abgesaugt werden müssen; bei der dortigen Anlage sind 0,00064 l/sec Leckluft von atmosphärischer Spannung auf einen Meter Heberleitung eingetreten. E. Prinz empfiehlt, die Entlüftungsanlage derart zu bemessen, daß auf je 1000 m<sup>3</sup> Tagesförderung 0,8 bis 1,0 l/sec Luft von atmosphärischem Druck abgesaugt werden kann.

In der Heberleitung, in der ja Unterdruck herrscht, dehnt sich die ausgeschiedene Luft, entsprechend dem Mariotteschen Gesetz, nach dem Druck mal Volumen

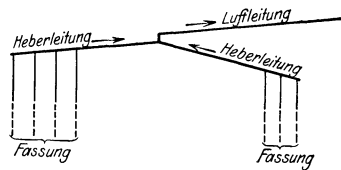


Abb. 368. Anschluß der Luftleitung an zwei Heberleitungen

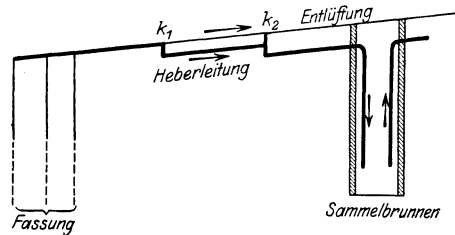


Abb. 369. Sägeartige Heberleitung mit den Entlüftungspunkten  $k_1$  und  $k_2$

konstant ist, aus. Beträgt der Druck in der Heberleitung  $p$  in kg/cm<sup>2</sup>, das Volumen der abgesaugten Luft in der Heberleitung  $V$ , bei atmosphärem Druck (= 1 kg/cm<sup>2</sup>)  $v$ , so gilt demnach

$$v \cdot 1 = p V \tag{495}$$

oder

$$V = \frac{v}{p} \tag{496}$$

Die Heberleitung erhält ein Gefälle von etwa 2 v. T., derart, daß sie in der Strömungsrichtung des Wassers ansteigt, damit die ausgeschiedene Luft selbsttätig bis zum Sammelbrunnen in der Nähe des Pumpwerkes gelangt. An die höchste Stelle der Heberleitung wird die Entlüftungsleitung angeschlossen (Abb. 368). Ist es nicht möglich, die Heberleitung durchwegs steigend anzuordnen, so wird sie sägezahnartig ausgebildet und es werden alle Höchstpunkte an die Entlüftungsleitung angeschlossen (Abb. 369).

Eine Anordnung, bei der selbsttätig die angesammelte Luft aus der Heberleitung abgefördert wird, stammt von Lindley. Er führt die Heberleitung sägezahnartig aus und schaltet zwischen die flachliegenden weiten Rohre 1,5 bis 3,0 m lange lotrechte enge Rohre ein (Abb. 370 und 371), in denen das Wasser mit Geschwindigkeiten von etwa 2 m/sec fließt und hiebei die im Höchstpunkt angesammelte Luft mitreißt; mit dem engen Querschnitt muß natürlich auch das in den Sammelbrunnen mündende lotrechte Ende der Heberleitung ausgeführt werden. Diese Anordnung bewährt sich nur, wenn die Entnahme

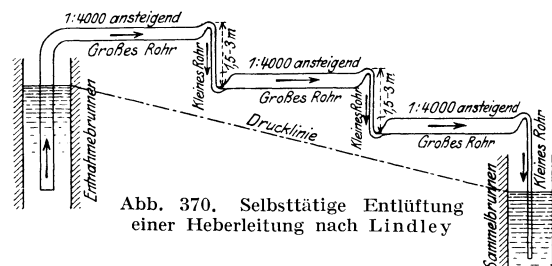


Abb. 370. Selbsttätige Entlüftung einer Heberleitung nach Lindley

nur innerhalb enger Grenzen schwankt, da sonst bei geringen Entnahmen die Geschwindigkeit im engen Rohr zu klein würde. Für die Inbetriebsetzung müssen alle Höchstpunkte der Lindleyschen Heberleitung mit einer Entlüftungsleitung versehen sein, durch die die Absaugung erfolgt.

Das Absaugen der Luft durch die Entlüftungsleitung geschieht mit Pumpen bzw. Dampf- oder Druckwasser-Strahlsaugern. Bei längeren Entlüftungsleitungen

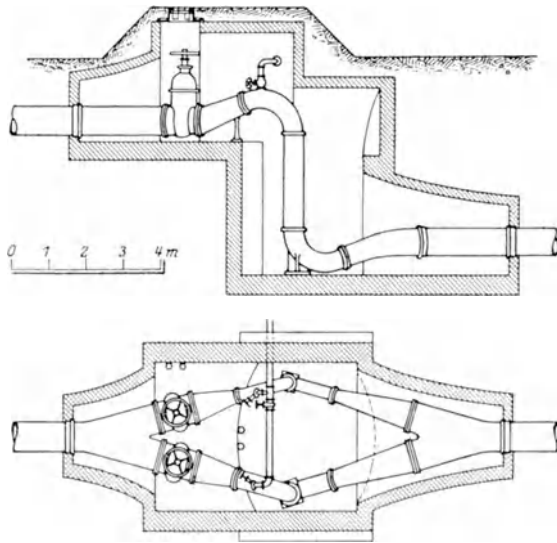


Abb. 371. Fallschächte der Heberentlüftung nach Lindley

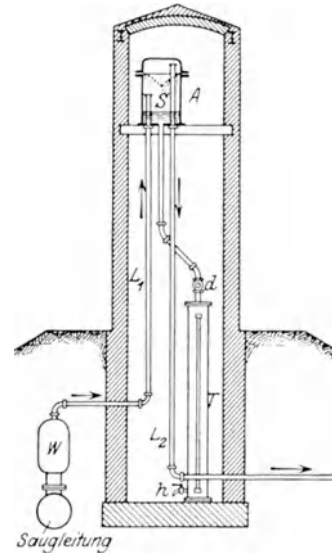


Abb. 372. Entlüftungsturm der Grundwasserfassung in Prag

muß verhindert werden, daß während der Entlüftung Wasser in die Luftleitung gerät; man schaltet zu diesem Zwecke U-Rohre ein, die erfahrungsgemäß etwa 15 m über den Grundwasserspiegel hochgeführt werden müssen, da in das Rohr über der Heberleitung nicht reines Wasser, sondern Wasser mit Luft untermischt gelangt, das leichter ist.

Statt der U-Rohre können auch Entlüftungstürme nach der Abb. 372 angeschlossen werden. Die Luftleitung  $L_1$  ist bei dieser Anordnung von einem Windkessel  $W$  über der Heberleitung abgezweigt

Tabelle 59. Entfernung und Durchmesser von Röhrenbrunnen

Wasserwerk	Brunnen- entfernung m	Brunnen- durchmess. mm
Kiel .....	20	250
Leipzig .....	21	180
Salzwedel, Steudel, Ratibor .....	21	180
Berlin (Müggelsee) .....	25	150
Hannover .....	29	150
Prag .....	21 bis 44	180
Frankfurt a. M. ....	66	600
Graz .....	20	200

und führt zu einem 10 m über dem Grundwasserspiegel liegenden Kessel  $A$ , aus dem erst durch die Luftleitung  $L_2$  die ausgeschiedenen Gase abgesaugt werden. Steigt durch die Leitung  $L_1$  auch Wasser auf, so sammelt es sich im Kessel  $A$  und kann ohne Belüftung desselben durch den Dreiweghahn  $d$  in den Kessel  $T$  geleitet und nachdem der Hahn  $d$  so verstellt wurde,

daß nunmehr in  $T$  Luft eindringen kann, durch den Hahn  $h$  abgelassen werden.

Der Sammelbrunnen. Aus der Heberleitung läuft das Wasser in den Sammelbrunnen, der als Schachtbrunnen ausgebildet und durch Versenkung abgeteuft wird.

Er wird meist mit vollkommen dichter Wandung und Sohle, wie es die Abb. 341 und 373 veranschaulichen, ausgebildet; aus Sparsamkeit hat man auch versucht, die dichte Sohle wegzulassen, um auch diesen Brunnen für die Wassergewinnung mitzuverwenden, aber diese Anordnung hat sich nicht bewährt, weil im Wasser stets feiner Sand von der Sohle aufgewirbelt wird und weil sich solche Brunnen, die ja nur am Brunnenkranz stehen, im Betrieb weitersinken und dabei die Rohrleitung zerstören können. Die Anordnung der Rohrleitungen und ihrer Aufhängung in einem Sammelbrunnen ist ebenfalls in den Abb. 341 und 373 dargestellt; die Saugleitung der Pumpen reicht zumeist nicht so tief hinab wie die Heberleitung, damit bei zu tiefer Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen Luft nur in die leichter zu entlüftende Saugleitung der Pumpen eintreten kann. Werden für die Wasserförderung Turbopumpen verwendet, so muß am Ende der Saugleitung ein Fußventil angeordnet werden.

Wagrechte Fassungskörper. Wo die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht für eine Wassergewinnung durch Brunnen zu gering ist, werden wagrechte Fassungskörper angewendet, die nicht begehbar, beschließbar oder begehbar sein können. Sie erhalten stets eine dichte Sohle mit einer Rinne für den Wasserablauf und man läßt das Wasser von der Seite zusickern. Vielfach riegelt man den weiteren Weg durch Lehmschlag ab, so daß alles Wasser in den Sickerstrang laufen muß. Nicht begehbare Sickerstränge werden mit Lichtweiten nicht unter 20 cm ausgeführt und sie erhalten alle etwa 50 m Revisionsschächte, ähnlich den im Kanalbau üblichen (vgl. S. 447). Schließbare Stränge werden mindestens 60 cm breit und 70 bis 80 cm hoch ausgeführt und erhalten mindestens alle 100 m Einsteigschächte (Überwachungsbrunnen, Abb. 374, 377) und begehbare Stränge werden etwa 1,75 bis 2,0 m hoch und 1,0 bis 1,2 m weit ausgeführt. Wo die undurchlässige Schicht wellig ist, werden die Stränge in die Wellentäler verlegt und stets so, daß sie annähernd senkrecht zur Bewegungsrichtung des Grundwassers verlaufen.

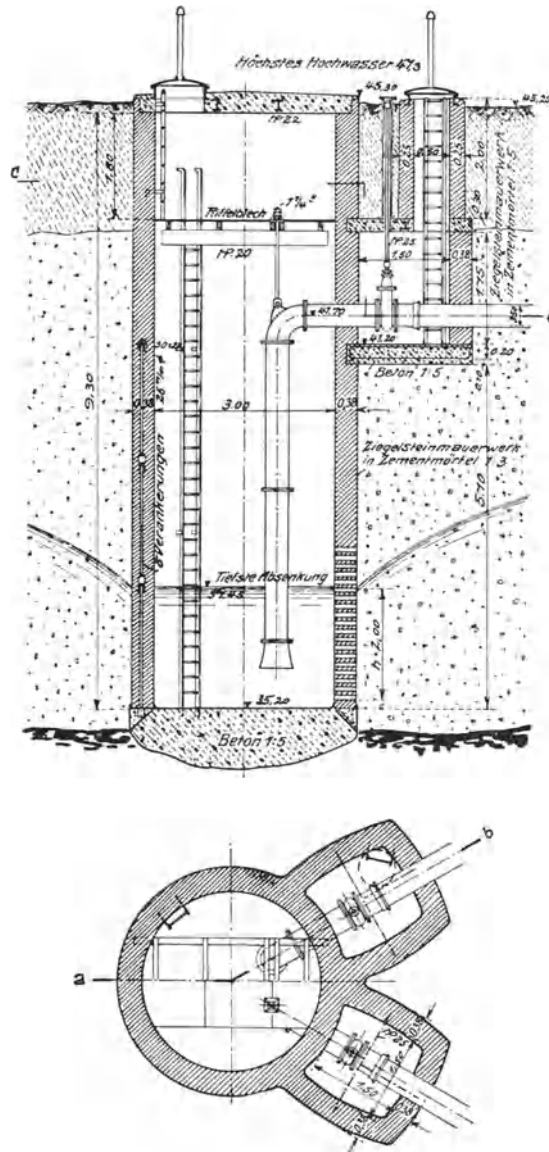


Abb. 373.<sup>1)</sup> Schachtbrunnen

<sup>1)</sup> Diese, sowie die folgenden Abb. 375, 379, 485, 486, 520, 521, 525, 527, 560 a, b, 585, 600, 606, 607, 608, 610, 622, 624, 643 bis 646, 661 bis 664, 666, 671 und 682 stammen aus M. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, II. 5. Aufl. Berlin, Julius Springer, 1928.

Die Sickerstränge werden aus gelochten Steinzeug- oder Betonrohren mit kreisrundem oder eiförmigem Querschnitt, seltener (bei kleinen Anlagen) aus Natur- oder Formsteinen hergestellt.

In wasserführenden Schichten mit grobkörnigem Material wird der Sickerstrang mit Steinen umpackt, in solchen mit vorwiegend feinem Korn (Trieb sand) wird um den Sickerstrang ein Filter geschüttet, wie ihn die Abb. 376 veranschaulicht, mit dem größten Korn am Strang.

Mit Gefällen von 1 bis 3 v. T. werden die Sickerstränge in Sammelbrunnen geleitet, aus denen schließlich das Wasser abgepumpt wird.

Wenn Sickerstränge in seichten Gräben verlegt werden, so muß, wie es die Abb. 322 andeutet, die Zusickerung nur mangelhaft

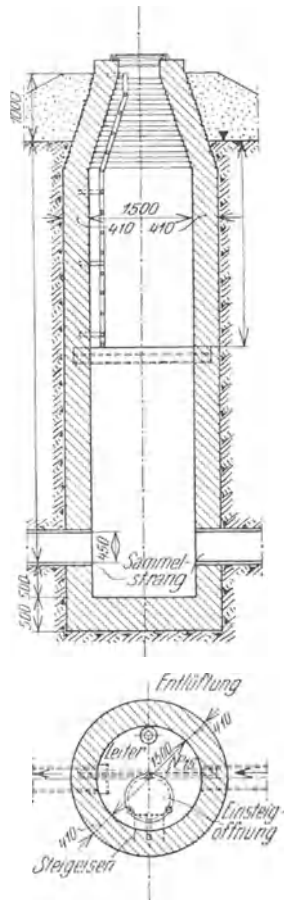


Abb. 374. Überwachungsbrunnen. (Nach E. Prinz)

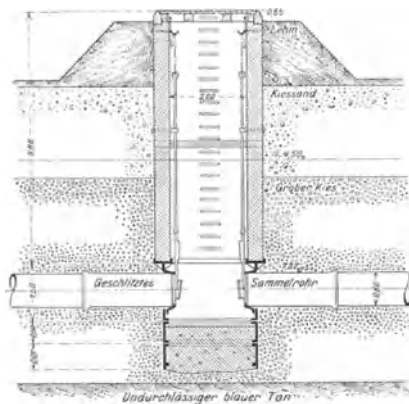
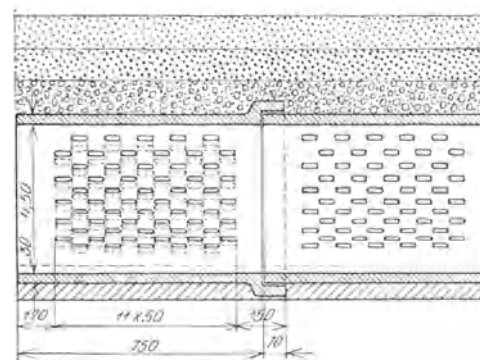
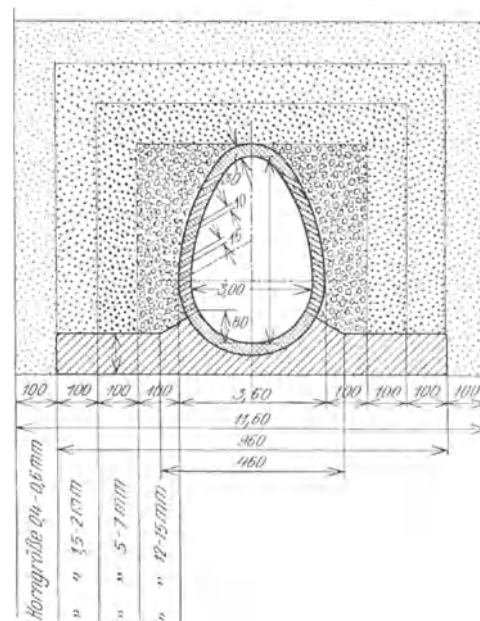


Abb. 375. Revisionsbrunnen der Sammelanlage des Wasserwerkes Hannover.

Abb. 376. Sickerstrang mit geschüttetem Filter. (Nach E. Prinz)

gefilterten Tagwassers durch eine wasserdichte Eindeckung des Grabens mit Lehm-schlag verhindert werden. Die Abdeckung wird besonders wirksam, wenn sie überdies noch gedrängt wird (Abb. 272).

**Künstliche Grundwassererzeugung.** Wird eine Grundwassergewinnungs-anlage in der Nähe eines fließenden oder stehenden Wassers angelegt, dessen Sohle in die wasserdurchlässige Schicht hinabreicht, so versickert Tagwasser in die Fassungsanlage, wenn der Spiegel in derselben unter eine gewisse, durch die Gleichungen (362 und 368) angegebene Grenze abgesenkt wird. Die Ergiebigkeit einer Fassungsanlage kann auf diese Weise sehr bedeutend und weit über den Zufluß des natürlichen Grundwassers gesteigert werden; das Tagwasser, das versickert, nimmt, wenn es lange genug im Untergrunde verweilt, die Eigenschaften natürlichen Grundwassers an und man

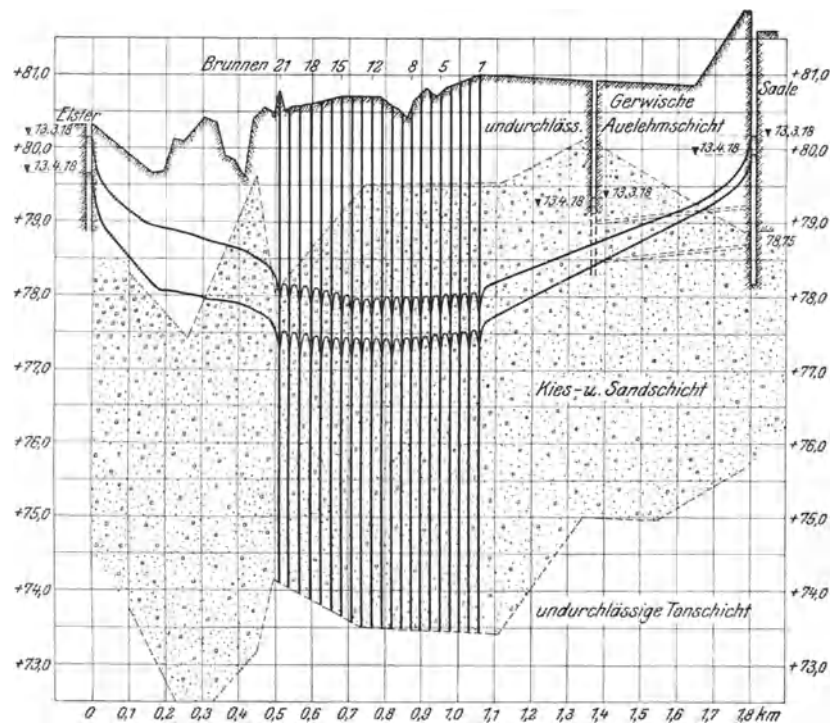


Abb. 377. Erzeugung von künstlichem Grundwasser zwischen Saale und Elster in Halle

spricht daher, wenn eine solche Verstärkung der Brunnenenergiebigkeit erfolgt, von einer künstlichen Grundwassererzeugung. Die Abb. 377 veranschaulicht als Beispiel einen Schnitt durch die vom Wasser der Saale und der Elster angereicherte Grundwasserfassung von Halle a. S.

Wird der Grundwasserstrom einfach in der zuvor beschriebenen Art durch Versitzen von Flußwasser angereichert, so wird besonders bei stärkerer Inanspruchnahme der Wasserfassung die Sohle des Flusses durch eingeschlammte Sinkstoffe bald gedichtet und die Anreicherung des Grundwassers läßt stark nach, bis wieder ein Hochwasser die Geschiebe der Flußsohle in Bewegung setzt und die Sinkstoffe ausspült. Verlässlicher gestaltet sich der Betrieb eines Wasserwerkes, wenn das Tagwasser durch eigene Anlagen in den Boden versenkt wird. Um eine Verschlammung und gleichzeitige Dichtung des Untergrundes zu verhüten, wird das Tagwasser in Absitzbecken und allenfalls in Schnellfiltern so weit vorbehandelt, daß es vollkommen frei von Sinkstoffen ist. Die Versenkung kann



aus offenen Versitzgruben oder durch Brunnen oder Sickerleitungen unter Tags erfolgen.

Offene Versitzgruben werden, wie es die Abb. 377 andeutet, mit einer etwa 50 cm hohen Sandschicht an der Sohle, als letzten Schutz gegen Untergrunddichtung, ausgeführt, über der das Wasser 1 bis 2 m hoch steht, damit ein vollkommenes Verfrören ausgeschlossen bleibt. Die erforderliche Größe der Versitzgruben hängt von der Durchlässigkeit des Bodens ab und wird am besten durch Versuche im Gelände ermittelt; Anhaltspunkte für die Bemessung geben auch die Angaben auf S. 42. Damit die Sohle der Versitzgruben ohne Betriebsstörung gereinigt werden kann, ist es empfehlenswert, die Gruben paarweise anzuordnen. Brunnen oder Sickerleitungen zur Versenkung des Wassers werden ähnlich ausgestattet wie jene für die Wasserfassung.

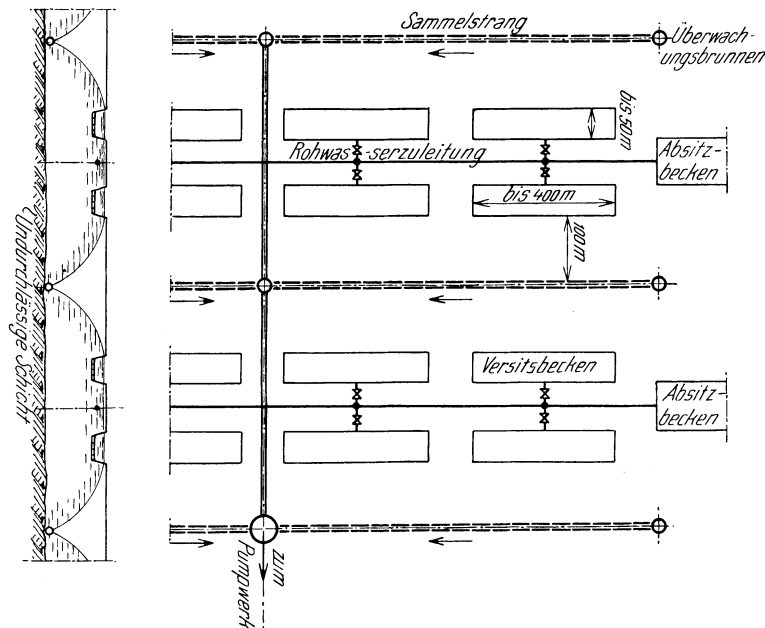


Abb. 378. Schema einer Anlage zur Erzeugung künstlichen Grundwassers

Die Versenkung des Rohwassers einfach durch Berieselung des Fassungsgebietes ist nicht zu empfehlen, weil im Winter die Möglichkeit der Vereisung und damit des Versagens der Anlage besteht.

Die Anlage zur Wiedergewinnung des künstlich erzeugten Grundwassers sieht genau so aus wie jene für natürliches; bei mächtiger wasserführender Schicht werden Brunnen angewendet, sonst Sickerstränge.

Die Entfernung, die zwischen der Versenkungs- und der Fassungsstelle einzuhalten ist, hängt von der Durchlässigkeit des Untergrundes ab; versenktes Tagwasser soll so lange im Untergrund verbleiben, bis es die Eigenschaften natürlichen Grundwassers angenommen hat. Anhaltspunkte für die erforderlichen Strecken, die das Wasser zurücklegen muß bzw. für die Zeit, die es im Boden verweilen muß, geben Versuche, die von Scheelhase in Frankfurt a. M. angestellt worden sind. Nach diesen war das Wasser dort nach einem Sickerweg von 20 m (45 Tagen) bakteriologisch bereits dem Grundwasser gleichwertig. Die Temperatur des natürlichen Grundwassers erreichte das versenkte Wasser nach 76 m (140 Tagen) und der Geruch und Geschmack war nach 100 m (190 Tagen) jenem des Grundwassers angeglichen. Die Filterge-

schwindigkeit betrug im dortigen Gelände 0,5 m/Tag. Man wird, von sehr durchlässigem Boden abgesehen, mit einer Entfernung zwischen Versenkungs- und Fassungsstelle von etwa 100 m rechnen können; dieselbe Entfernung wird dann auch zwischen Brunnen und dem nächstgelegenen offenen Wasser einzuhalten sein.

Artesische Brunnen. Wasser, das sich unter einer undurchlässigen Deckschicht fortbewegt, kann, wie es schon auf S. 175 geschildert worden ist, eine solche Spannung erlangen, daß es in Bohrlöchern durch die undurchlässige Schicht über Tag emporsteigt. Solches Grundwasser wird am zweckmäßigsten durch Rohrbrunnen gefaßt; die Anordnung eines Filterkorbes ist bei starkem Wasserandrang vielfach

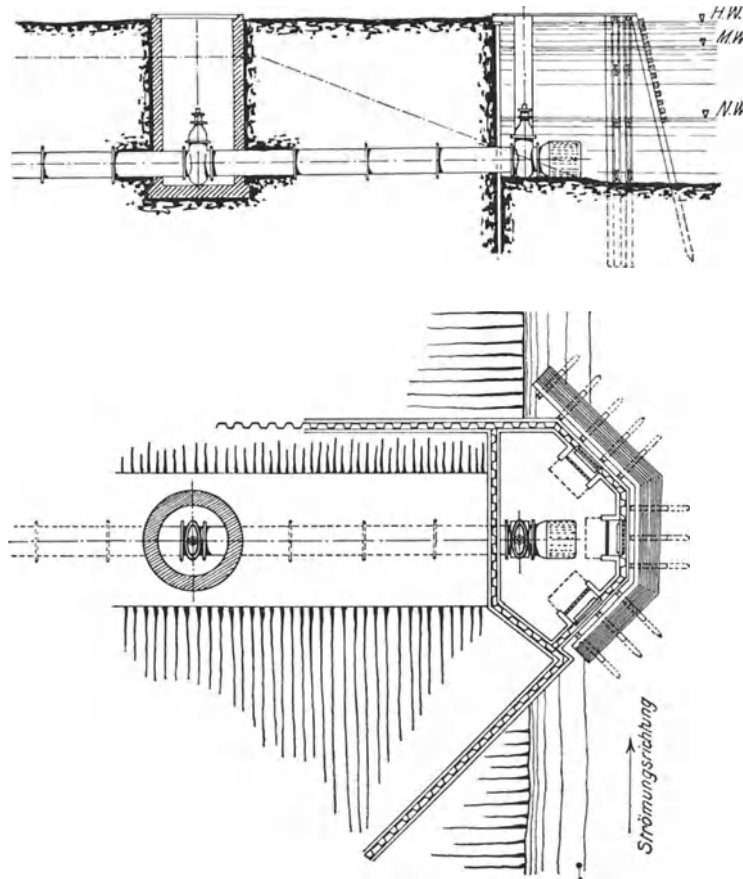


Abb. 379. Anlage zur Flußwasserentnahme

nicht möglich und man begnügt sich dann mit dem Wassereintritt am Bohrlochende, allenfalls wird das Bohrloch dort, wo es in durchlässigen Schichten steht, mit eigenen Geräten geschlitzt.

Artesische Brunnen sollen stets derart eingerichtet werden, daß Wasser nur bei Bedarf entnommen werden kann; ständiges Laufenlassen kann zu einer Erschöpfung der wasserführenden Schicht führen.

### c) Die Wassergewinnung aus Flüssen und Seen

Die Verwendung von Fluß- und Seewasser für die Trinkwasserversorgung ist aus Gesundheitsrücksichten nur zulässig, wenn aus dem Untergrund nirgends entsprechendes Wasser in genügender Menge zu gewinnen ist; solches Wasser muß aber

mit Rücksicht auf die Verunreinigungen, besonders die bakteriellen, unbedingt sorgfältig gereinigt und vielfach auch veredelt werden. Die Entnahme des Wassers

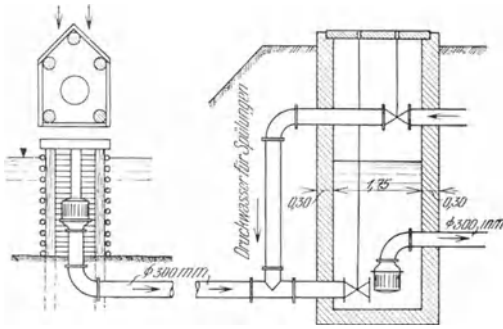


Abb. 380. Anlage zur Entnahme von Flußwasser

soll möglichst entfernt von Siedlungen geschehen, aus Flüssen stets oberhalb der Ortschaft, aus Seen und Stauweiern tunlichst weit vom Ufer; Stauweiher, die eigens für die Trinkwasserversorgung errichtet werden, sollen womöglich in einem Tal errichtet werden, das oberhalb der Sperre nicht besiedelt und von keinen Verkehrswegen durchzogen ist.

Aus Flüssen wird das Wasser entweder aus der geraden Strecke oder an der Bogenaußenseite entnommen; die Bogeninnenseite ist ungeeignet, weil das Wasser dort zu Zeiten größerer Durchflüsse viel mehr Sand und Sinkstoffe als an anderen Stellen führt (vgl. S. 131). Die Entnahmestelle wird in Flüssen auch stets derart ausgestaltet, daß dort immer lebhaftere Strömung herrscht, weil dann immer frisches, kühles Wasser abgeleitet wird. In den Abb. 379 und 380 sind Beispiele für die Ableitung von Flußwasser dargestellt.



Abb. 381. Verlegung der Rohrleitung zur Entnahme von Wasser aus einem See. (A. Guggenbühl A. G., Zürich)

See- und Talsperrenwasser ist im allgemeinen reiner als Flußwasser, erwärmt sich aber im Sommer an der Oberfläche sehr hoch, bis zu etwa 28°C; man bildet die Entnahmeeinrichtung aus diesem Grunde bei Weihern derart aus, daß man das Wasser aus verschiedenen Tiefen, im Sommer stets unter der Sprungschicht (vgl. S. 9) entnehmen kann. Für die Entnahme von Seewasser werden die Entnahmeleitungen mit gelenkigen Rohrverbindungen weit in den See hinaus bis an eine tiefe Stelle verlegt, an der das ganze Jahr hindurch hinreichend kaltes Wasser entnommen werden kann. Damit kein sinkstoffreiches Wasser unmittelbar von der Sohle entnommen wird, ist das Ende der Leitung lotrecht aufwärts gekrümmt (Abb. 361); zur Abhaltung von groben Verunreinigungen erhält es überdies ein Einlaufsieb.

#### d) Die Wasserversorgung mit Zisternenwasser

Wo weder Wasser aus dem Untergrund noch Tagwasser angetroffen wird, werden die Niederschläge auf Dächer, Höfe und sonstige dazu vorbereitete Flächen in Zisternen aufgefangen und für den Gebrauch aufbewahrt. Solches Wasser ist aber verunreinigt, da der Regen alle Verunreinigungen der Auffangflächen abspült; als Brauchwasser ist es benützbar, für Trinkzwecke muß es noch mindestens durch einen Filter gereinigt werden. Die Wassermenge  $Q$  m<sup>3</sup>, die jährlich gewonnen werden kann, hängt von der Niederschlagshöhe  $N$  (mm) des Ortes und der Beschaffenheit und Größe  $F$  (m<sup>2</sup>) der Auffangfläche ab; wird diese wasserdicht vorbereitet, so gilt für sie etwa ein Abflußbeiwert  $\mu = 0,9$  und man hat dann bei einer Niederschlagshöhe  $N$  (mm) im Jahr

$$(497) \quad Q = 0,9 F \cdot 0,001 N = 0,0009 FN \text{ (m}^3\text{)}$$

Ist der Gang der Niederschläge innerhalb eines Jahres und ebenso jener des Verbrauches bekannt, so kann mit Anwendung des auf S. 123 geschilderten Summenlinienverfahrens leicht die für die Wasserversorgung nötige Zisternengröße (effektiver Wasserinhalt) ermittelt werden.

Für die Zisternen, die besonders in den wasserarmen Gegenden an den Küsten des Adriatischen und des Mittelländischen Meeres seit dem Altertum verwendet werden, haben sich in den verschiedenen Gegenden eigene Bauarten herausgebildet. Gutes, schon gefiltertes Wasser liefern die sogenannten venezianischen Zisternen, die, wie es die Abb. 382 zeigt, mit Sand als Filter aufgefüllt sind; das zugeleitete Wasser füllt die Poren des Sandes und sickert dem in der Mitte der Zisterne angeordneten Brunnenschacht zu, aus dem

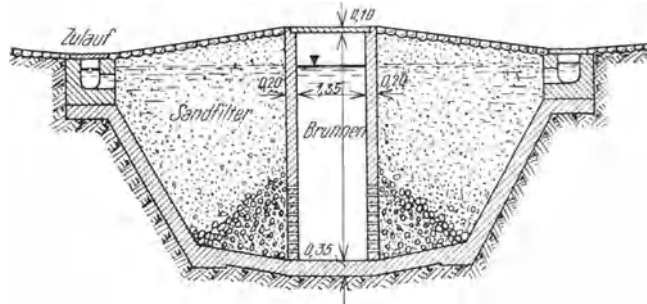


Abb. 382. Venezianische Zisterne. (Nach Lueger-Weyrauch)

es bei Bedarf entnommen wird. Da Sand ein Porenvolumen von etwa 0,3 bis 0,4 besitzt, erfordern diese Zisternen einen Lichtraum, der 2,5- bis 3,5 mal so groß ist als die zu speichernde Wassermenge. Eine andere Zisternenbauart, die sich für die Zuleitung wenig verunreinigten Dachwassers eignet, veranschaulicht die Abb. 383. Venezianische Zisternen erfordern einen großen Lichtraum; die sogenannten amerikanischen Zisternen ermög-

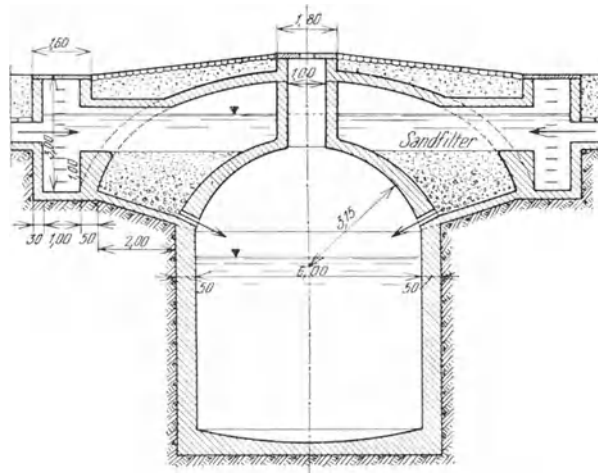


Abb. 383. Zisterne mit Reinwasserbehälter. (Nach Lueger-Weyrauch)

lichen eine sparsamere Bemessung, weil in ihnen das Wasser unmittelbar aufgefangen wird. Das Trinkwasser wird durch ein Filter, das in der Abb. 384 zu erkennen ist, entnommen. Das Filter wird mit einer von außen nach innen gegen das Pumpensaugrohr zunehmenden Körnung unter Zuhilfenahme von zylindrischen Ziehblechen gefüllt; der Mantel des Filters besteht zur Erleichterung der Arbeit aus mehreren übereinandergestellten Ringen, die durch die Einsteigöffnung herabgelassen werden.

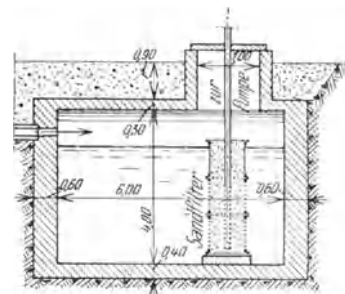


Abb. 384. Amerikanische Zisterne

lichen eine sparsamere Bemessung, weil in ihnen das Wasser unmittelbar aufgefangen wird. Das Trinkwasser wird durch ein Filter, das in der Abb. 384 zu erkennen ist, entnommen. Das Filter wird mit einer von außen nach innen gegen das Pumpensaugrohr zunehmenden Körnung unter Zuhilfenahme von zylindrischen Ziehblechen gefüllt; der Mantel des Filters besteht zur Erleichterung der Arbeit aus mehreren übereinandergestellten Ringen, die durch die Einsteigöffnung herabgelassen werden.

Literatur: Heilmann, A.: Wasserversorgung der Städte. In: Försters Taschenbuch, II. J. Springer, Berlin. 1928. — Holler, H. und Reuther, L.: Die Gewinnung von Trink- und Nutzwasser in Bayern. Gesundheitsingenieur, 35, S. 881. 1912. — Lueger-Weyrauch: Die Wasserversorgung der Städte. II. Aufl. 1914 bis 1916. — Meyer, F.: Die Wasserversorgung

durch Talsperren. Zeitschr. f. Wasservers., H. 22. 1914. — Prinz, E.; Hydrologie. 2. Aufl. J. Springer, Berlin. — Reichle, C.: Über künstliches Grundwasser. Gas- und Wasserfach, 53, S. 699. 1910. — Smrecker, O.: Die Wasserversorgung der Städte. Hdb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, Bd. 3.

## VII. Die Wasserbehälter

### a) Zweck, Größe und Aufstellungsort der Wasserbehälter

Wasserzufluß und Wasserverbrauch werden sich in einer Wasserversorgungsanlage im allgemeinen nur innerhalb eines Zeitabschnittes von einem Tage decken; innerhalb kürzerer Zeitabschnitte stimmen der Zufluß und der Verbrauch nicht überein, und

es wird bald mehr verbraucht als zufließt, bald wieder weniger, als der Zufluß ausmacht. In das Rohrnetz muß daher an geeigneter Stelle ein Speicher eingebaut werden, der den Ausgleich innerhalb eines Tages derart bewerkstelligt, daß er zu Zeiten, in denen mehr verbraucht wird als zufließt, den nötigen Zuschuß liefert, in verbrauchsschwachen Zeiten aber wieder den Überschuß aufnimmt.

Um die für den Ausgleich unbedingt nötige Behältergröße ermitteln zu können, müssen vor allem zutreffende Annahmen hinsichtlich des Ganges des Verbrauches innerhalb eines Tages größten Verbrauches gemacht werden und es muß festgelegt sein, wie der Zufluß erfolgt, kontinuierlich und gleichmäßig innerhalb von 24 Stunden, wie es bei Quellzuleitungen die Regel ist, oder nur durch eine Anzahl von Stunden, wie es bei künstlicher Hebung des Wassers meist vorkommt.

Der Gang des Verbrauches hängt, wie es schon im ersten Abschnitte erläutert worden ist, weitgehend von der Größe des Ortes, der Beschäftigung der Bewohner und deren Kulturstufe ab; je kleiner der Ort ist, um so unruhiger schwankt die Ganglinie des stündlichen Wasserverbrauches und um so größer muß der Ausgleichsbehälter verhältnismäßig sein. In der

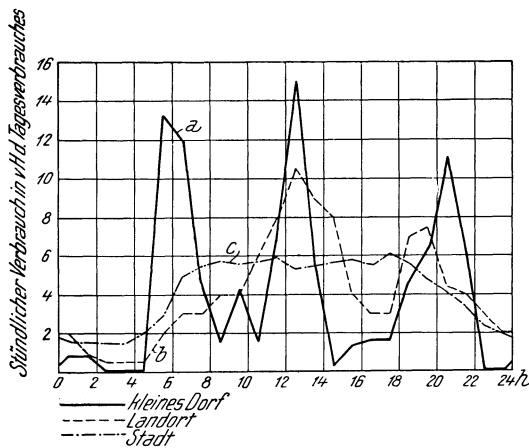


Abb. 385. Ganglinien des Verbrauches in verschiedenen großen Orten

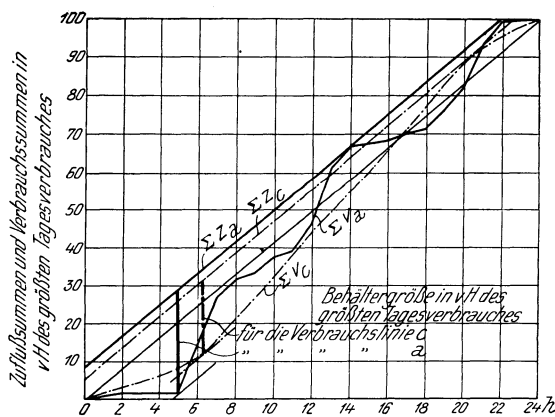


Abb. 386. Ermittlung des erforderlichen Behälterinhaltes bei gleichmäßigem Zuflusse mittels des Summenlinienverfahrens

Abb. 385 sind drei charakteristische Ganglinien für eine Großstadt, für eine kleinere Ortschaft und für ein ganz kleines Dorf dargestellt, um die Unterschiede recht augenscheinlich zu machen. Der Ermittlung der erforderlichen Größe des Ausgleichsbehälters wird eine Ganglinie des Verbrauches zugrundegelegt, die der Beschaffenheit des Ortes und den Lebensgewohnheiten der Einwohner entspricht; ihre Festlegung wird durch die Zusammenstellung in der Tabelle 52 auf S. 236 erleichtert. Überdies muß auch schon eine Annahme bezüglich des Zuflusses gemacht,

bei einem Pumpwerk also die Pumpzeit und die Fördermenge festgesetzt werden. Die Ermittlung der Behältergröße kann entweder rechnerisch oder besser zeichnerisch nach dem Summenlinienverfahren ausgeführt werden. Beim zeichnerischen Verfahren wird aus der Ganglinie des stündlichen Verbrauches, die in v. H. des Tagesverbrauches gegeben ist, die Verbrauchssummenlinie  $\Sigma V$  ermittelt und in der in den Abb. 386 und 387 ersichtlichen Weise aufgetragen, hierauf wird die Zuflußsummenlinie  $\Sigma Z$  derart gezeichnet, daß sie die Verbrauchssummenlinie von oben berührt. Der größte Ordinatenunterschied der beiden Summenlinien gibt dann die erforderliche Behältergröße in v. H. des größten Tagesbedarfes an (vgl. S. 124).

Eine genaue Untersuchung des nötigen Behälterinhaltes läßt sofort erkennen, daß der für den Ausgleich nötige Behälterinhalt bei Zuleitung von Quellwasser davon abhängt, ob eben nur das zur Deckung des Verbrauches nötige Wasser oder Wasser im Überschuß zugeleitet wird und bei künstlicher Hebung neben der täglichen Betriebsdauer des Pumpwerkes auch von der Verteilung der Pumpzeit über den Tag.

Die folgende Zusammenstellung gibt einen Überblick über den Einfluß von Pumpdauer und Pumpzeit auf die für den Ausgleich erforderliche Behältergröße und es sei besonders darauf verwiesen, daß auch die Ganglinie des Verbrauches von bedeutendem Einflusse ist, indem ein um so größerer Behälter erforderlich wird, je ungleichmäßiger der Verbrauch erfolgt. Die Zusammenstellung läßt auch erkennen, daß man durch Änderung der Pumpdauer oder Pumpzeit vielfach noch lange mit einem Behälter auskommen kann, der bei der bisherigen Betriebsweise nicht mehr ausreichend war.

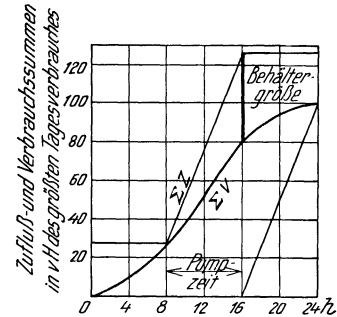


Abb. 387. Ermittlung des erforderlichen Behälterinhaltes bei unterbrochenen Pumpen mittels des Summenlinienverfahrens

Für den Ausgleich zwischen Zufluß und Verbrauch  
erforderliche Behältergröße

(Gang des Verbrauches wie in einer Großstadt)

Quellzufluß gleich dem Behälterraum	„	„	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,452	0,00	} fachen höchsten Tagesverbrauch
			0,30	0,20	0,11	0,04	0,003	0,00		
Achtstündiges Pumpen										
Pumpzeit:	8—16	10—18	8—12	7—11	8—12	7—11	6—11	6—10	6—8	
	10—12	14—18	14—18	15—19	15—19	16—19	15—19	15—17	19—21	
Behälterraum:	0,83	0,82	0,65	0,57	0,57	0,48	0,53	0,42	0,19	
des größten Tagesverbrauches										
Zehnstündiges Pumpen										
Pumpzeit:	8—18	14—19	14—19	15—20	16—20	14—16	18—21	5—7	9—12	
		7—12	6—11	6—11	5—11	5—7				
Behälterraum:	0,43	0,32	0,28	0,23	0,20	0,16	0,16	0,16	0,16	des größten Tagesverbrauches

Die in der früher beschriebenen Weise ermittelte Behältergröße stellt das Minimum dar, das eben noch für den Ausgleich zwischen Zufluß und Verbrauch innerhalb von 24 Stunden ausreicht. Zu diesem Inhalt kommt nun noch der Löschbedarf der Feuerwehr, der stets reichlich bemessen werden soll; der Löschvorrat hängt einerseits von den besonderen Wünschen der Feuerwehr, dem Wert der zu schützenden Objekte und von den zur Verfügung stehenden Geldmitteln ab. In der Regel wird in kleineren Orten verlangt, daß im Behälter stets ein zwei- bis dreistündiger Brandvorrat für ein bis zwei Feuerpfostenanschlüsse zu je 5 l/sec vor-

handen ist. Der stündliche Wasserbedarf eines Feuerpfostenanschlusses beträgt  $18 \text{ m}^3$ ; unter diesen Brandvorrat sollte man nie, selbst bei ärmlichsten Verhältnissen gehen. In Großstädten sind die Anforderungen bedeutend höher; so kommen z. B. in Berlin bis zu 22 Strahlrohre gleichzeitig in Verwendung und die Feuerwehr verbrauchte während der Löscharbeiten beim Brande der Garnisonskirche in Berlin  $2000 \text{ m}^3$  Wasser.

In kleineren Ortschaften wird mitunter für Brandfälle auch durch Anlage von unterirdischen Wasserbehältern im Orte vorgesorgt, die aus der Wasserleitung oder aus anderen Quellen gefüllt werden. Durch die Anlage solcher Behälter wird zwar der ausgeführte Gesamtbehälterinhalt nicht verringert, es wird aber die Rohrleitung billiger, weil diese nicht mehr für den nur selten benötigten größten Löschbedarf der Feuerwehr zu bemessen ist und die Herstellung derartiger Löschwasserbehälter erfordert geringere Kosten als ein gleichgroßer Trinkwasserbehälter, weil ja an das Löschwasser keine hygienischen Anforderungen gestellt werden.

Tabelle 60. Ausgeführte Behältergrößen

Wasserwerk	Einwohnerzahl	Art der Wassergewinnung Grw. = Grundwasser Flw. = Flußwasser Qu = Quellwasser	Durchschnittliche Abgabe in $\text{m}^3/\text{Tag}$ $\Sigma Q$	Behälterinhalt $I$ in $\text{m}^3$	Durchschnittliche Abgabe in $1/\text{Kopf-Tag}$	$\frac{I}{\Sigma Q}$
Berlin . . . . .	1 959 600	Grw. + Flw.	198 355	148 430	101	0,75
Dresden . . . . .	566 900	Grw.	61 867	13 000	109	0,21
Charlottenburg . . . . .	326 900	„	46 106	24 888	141	0,54
Breslau . . . . .	503 200	Flw. + Grw.	45 746	10 000	91	0,22
Altona . . . . .	208 000	Flw.	24 833	22 600	119	0,91
Basel . . . . .	148 500	Grw. + Qu.	25 071	14 000	169	0,56
Mannheim . . . . .	208 800	Grw.	24 132	4 000	116	0,17
Königsberg i. Pr. . . . .	264 800	Flw.	21 248	6 000	80	0,28
Spandau . . . . .	107 000	Grw.	19 729	4 200	184	0,21
Posen . . . . .	166 000	„	16 680	13 250	110	0,79
Hamm . . . . .	47 000	Grw. + Flw.	13 600	2 500	290	0,18
Lübeck . . . . .	84 000	Flw.	12 961	2 100	136	0,16
Worms . . . . .	50 000	Grw. + Flw.	9 988	3 400	100	0,34
Frankfurt a. O. . . . .	67 500	„	9 379	3 890	139	0,41
Rostock . . . . .	75 000	—	9 832	950	131	0,09
Liegnitz . . . . .	68 900	Grw.	7 471	2 621	108	0,35
Colmar . . . . .	43 000	„	7 047	1 850	164	0,25
Rüstringen . . . . .	65 000	„	6 396	500	99	0,08
Fürth . . . . .	68 000	„	5 731	5 000	85	0,87
Graudenz . . . . .	70 000	„	4 507	1 600	65	0,35
Stralsund . . . . .	38 000	Teiche	2 758	2 500	73	0,91
Stendal . . . . .	28 000	Grw.	2 236	1 360	80	0,61
Hohensalza . . . . .	23 700	„	2 249	100	91	0,04
Wittenberg . . . . .	25 000	Grw. + Qu.	1 751	2 000	70	1,14
Weinheim . . . . .	15 000	—	1 695	500	60	0,30

Ein weiterer Vorrat wird vielfach bereitgehalten, wenn die Wasserzuleitung sehr lang ist oder wenn das Wasser gereinigt und veredelt werden muß; bei solchen Anlagen muß mit unvermeidbaren Störungen gerechnet werden und der Behälter soll auch über die Dauer der Behebung der Mängel wenigstens notdürftig hinweghelfen. Die Größe dieser Reserve kann nur nach den besonderen Verhältnissen der Anlage und der finanziellen Leistungsfähigkeit der Gemeinde bemessen werden. Jedenfalls ist bei längeren Zuleitungen sehr anzustreben, daß wenigstens für eine Zeit von 6 bis 12 Stunden, die die Behebung eines Rohrbruches in der Zuleitung erfordert,

ein Vorrat im Behälter vorhanden ist. Die nebenstehende Tabelle 60 gibt einen Überblick über die in verschiedenen Städten vorgesehenen Behältergrößen.

Bei der Auswahl des Aufstellungsortes für den Hochbehälter muß beachtet werden, daß das Rohrnetz am billigsten und die Drücke im Versorgungsgebiet am gleichmäßigsten sind, wenn der Wasserbehälter im Schwerpunkte des Versorgungsgebietes errichtet wird. Die örtlichen Verhältnisse werden es in der Regel nicht erlauben, dieser Forderung voll Rechnung zu tragen, da man auch bei der Erbauung des Behälters auf niedrige Baukosten sehen muß, so daß man daher den Behälter auf natürliche Anhöhen verlegt, die wohl nur in Ausnahmefällen in der Nähe des Schwerpunktes des Versorgungsgebietes liegen werden. Nur in ganz flachen Gegenden, wo der Behälter als Wasserturm auszubilden ist, wird man den Aufstellungsort meist ohneweiters gemäß dem oben erwähnten Grundsatz festlegen können. Jedenfalls wird man aber immer trachten, den Behälter so nahe als möglich an den Schwerpunkt des Versorgungsgebietes heranzurücken.

In der Regel liegen natürliche Anhöhen, die sich für die Unterbringung des Wasserbehälters eignen, am Umfange der Siedlung und es ist nun bei der Verfassung des Entwurfes die Frage zu entscheiden, welche Stelle dieser Anhöhen die geeignetste ist. Hinsichtlich der gegenseitigen Lage von Wassergewinnungsort, Wasserbehälter und Versorgungsgebiet lassen sich nun mehrere Arten von Behälter unterscheiden, nämlich die Volldurchgangsbehälter, durch die das gesamte Wasser geleitet wird, bevor es ins Verteilungsnetz gelangt, die Endbehälter, in die nur das im Ortsnetz nicht verbrauchte Wasser steigt und die Gegenbehälter, die so wie Endbehälter an das Rohrnetz angeschlossen werden und zur Unterstützung eines Volldurchgangsbehälters dienen.

Bei der Anordnung der Behälter als Gegenbehälter oder als Endbehälter ändert sich die Strömungsrichtung des Wassers in einem Teil des Rohrnetzes mehrmals im Tag, je nachdem, ob sich der Behälter füllt oder entleert.

Die nebenstehende Abb. 388 stellt schematisch die Druckverhältnisse im Versorgungsgebiet zur Zeit größten Verbrauches bei verschiedenen Behälteranordnungen dar. Bei Anordnung eines Volldurchgangsbehälters sind die Druckverhältnisse, wenn der Behälter nicht im Verbrauchsschwerpunkt steht, in dem vom Behälter entfernteren Teil des Versorgungsgebietes mangelhaft und es ist die Sicherheit gering, da ein Rohrbruch hinter dem Behälter die Versorgung des ganzen Ortes lahmlegt. Bei Erbauung eines Gegenbehälters sind die Drücke im ganzen Versorgungsgebiete gleichmäßiger verteilt, weil zur Zeit des größten Verbrauches ein Teil unmittelbar, der andere aus dem Behälter versorgt wird. Wird ein Volldurchgangsbehälter mit einem Gegenbehälter kombiniert, so ändern sich die Druckverhältnisse gegenüber jenen bei Anordnung eines Endbehälters nicht wesentlich, es erhöht sich aber die Sicherheit, weil auch bei einer Störung in der Förderleitung die Notversorgung noch aus beiden Behältern erfolgt.

Für die Größe des Behälterinhaltes ist es belanglos, ob der nötige Inhalt an einer oder an mehreren Stellen des Versorgungsgebietes untergebracht wird. Mehrere Behälter erhöhen nur die Sicherheit und verbessern die Druckverhältnisse im Versorgungsgebiet und ermöglichen in der Regel auch Ersparnisse in den Rohrnetz-kosten.

Bei der Feststellung der Höhenlage, in der der Behälter erbaut werden soll, muß unterschieden werden zwischen Volldurchgangs- und End- bzw. Gegenbehältern. Volldurchgangsbehälter werden bei Anlagen, denen das Wasser unter natürlichem Gefälle zufließt, hoch gelegt, weil auf diese Weise im Versorgungsnetz ein großer Druckverlust für die Überwindung der Widerstände in den Leitungen zur Verfügung steht und mithin kleinere Leitungsquerschnitte verlegt werden können. Eine obere



Grenze für die Höhenlage des Behälters setzt die zulässige Beanspruchung des zur Verwendung gelangenden Rohr- und Installationsmaterials insoferne, als Gußrohre und die üblichen Rohre für die Hausinstallation höchstens mit 10 Atmosphären beansprucht werden dürfen. In den Nachtstunden, in denen der Verbrauch nur ganz unbedeutend wird, stellen sich die Drucklinien im Rohrnetz fast wagrecht ein, es wird also im ganzen Versorgungsgebiet die der Spiegellage im Behälter entsprechende

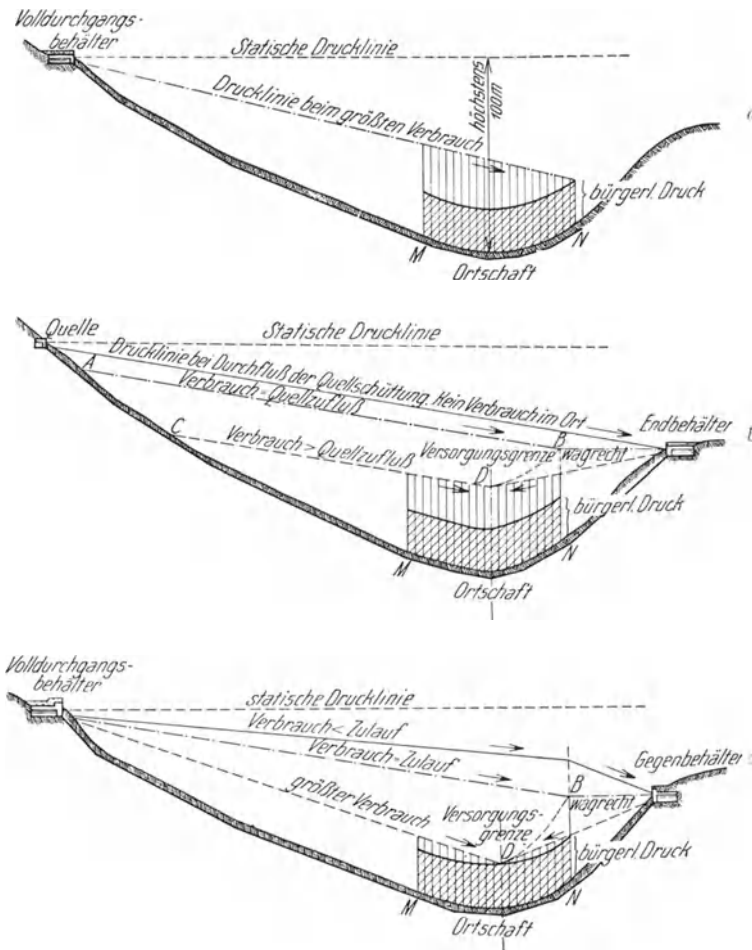


Abb. 388. Festlegung der erforderlichen Höhenlage des Wasserbehälters, a als Volldurchgangsbehälter, b als Endbehälter und c als Volldurchgangsbehälter mit Gegenbehälter

statische Druckhöhe wirksam und der Voll-durchgangsbehälter darf daher äußersten Falles 100 m über dem tiefstliegenden zu versorgenden Punkte liegen.

Erfolgt künstliche Hebung des Wassers, so ist die Höhenlage des Voll-durchgangsbehälters auf Grund einer wirtschaftlichen Untersuchung zu ermitteln. Für verschiedene Höhenlagen des Behälters werden die im Versorgungsgebiete erforderlichen Rohrweiten berechnet und es werden nun einerseits die auf das Rohrnetz entfallenden Jahresauslagen und andererseits die der Höhenlagen des Behälters entsprechenden jährlichen Förderkosten ermittelt. Die günstigste Höhenlage ist jene, für die die Summe beider Jahresauslagen ein Minimum

wird. Erfordert die orographische Beschaffenheit des Versorgungsgebietes die Errichtung eines Wasserturmes, so werden die Kosten des Wasserturmes durch die Höhe desselben wesentlich beeinflußt und es sind daher der Jahresauslagensumme auch noch jene zuzuzählen, die auf den Behälter entfallen; ähnlich ist vorzugehen, wenn zwar ein Wasserkeller angelegt werden kann, dessen Baukosten aber in verschiedenen Höhenlagen wesentlich voneinander abweichen.

Die Festlegung der Höhenlage eines Endbehälters erfolgt derart, daß durch die vorgesehenen Rohrstränge die gesamte Quellschüttung dem Behälter zuläuft. Wenn der Verbrauch im Orte eben gleich dem Zulaufe ist, stellt sich die Drucklinie A—B ein und der Strang von der Quelle bis A läuft nicht voll. Zur Zeit des größten Verbrauches stellt sich die Drucklinie C—D ein und die Quelle versorgt unmittelbar

nur einen Teil des Ortes bis zur Versorgungsgrenze, der übrige Teil wird vom Behälter gespeist.

Wenn in das Rohrnetz ein Volldurchgangs- und ein Gegenbehälter eingebaut werden, so ergeben sich die in der Abb. 388 eingetragenen Drucklinien. Der Behälter wird am besten so hoch gelegt, daß er im Augenblick, in dem Zulauf gleich dem Verbrauch im Orte ist, kein Wasser liefert. Die Füllung beginnt, wenn der Verbrauch im Orte kleiner wird als der Zulauf vom Volldurchgangsbehälter. Wenn der Gegenbehälter gefüllt ist, muß ein Schwimmerventil (Abb. 441) den weiteren Zulauf sperren. Damit das Ventil bis zur vollständigen Füllung des Gegenbehälters den Leitungsquerschnitt gänzlich frei läßt, wird die in der Abb. 442 angedeutete Einrichtung angewendet, bei der der Schwimmer des großen Ventils erst betätigt wird, wenn Wasser über die Ränder des eisernen Kastens stürzt. Beim Absinken des Spiegels entleert sich der Kasten durch das kleine Ventil.

### b) Bauliche Ausbildung der Wasserbehälter

Die bei Wasserversorgungsanlagen zur Verwendung gelangenden Wasserbehälter werden nach der Lage des Behälterbodens in bezug auf den Erdboden unterschieden in Wasserkeller, deren Sohle und vom Wasser bespülten Wandungen unmittelbar am Erdboden aufliegen, und Wassertürme, bei denen der Behälter auf einem eigenen Tragwerk ruht. Ein Mittelding zwischen Wasserkeller und Wasserturm bilden die mancherorts angewendeten Standrohre, bei denen wie bei Wassertürmen der Wasserspiegel in seiner höchsten Lage weit über dem Erdboden liegt und deren Wandungen bis zum Erdboden herabreichen; solche Standrohre sind also gleichsam Wasserkeller mit kleiner Grundrißfläche und sehr großer Wassertiefe, so daß eben der Wasserspiegel hoch über dem Boden zu liegen kommt.

#### 1. Wasserkeller

Wasserkeller werden stets angewendet, wenn auf einer nahegelegenen natürlichen Bodenerhebung in der erforderlichen Höhe eine geeignete Baustelle vorhanden ist. Nach der Grundrißform unterscheidet man die Wasserkeller in rechteckige, vieleckige und kreisrunde; andere Formen, die wohl ab und zu ausgeführt worden sind, haben keine besondere Bedeutung erlangt. In statischer Hinsicht ist dem kreisförmigen Grundriß vor den anderen der Vorzug zu geben, weil die Wandungen dieser Behälter nur durch Längskräfte beansprucht werden, während bei allen vom Kreis abweichenden Grundrißformen die Wandungen neben der Einwirkung von Längskräften auch noch jener von Momenten unterliegen und daher der Möglichkeit der Ribbildung und des Undichtwerdens in erhöhtem Maße ausgesetzt sind.

Die Behälter werden stets eingedeckt und zum Wärmeschutz 1,0 bis 1,5 m hoch mit Erde überschüttet; die Eindeckung erfolgt mit ebenen Platten, Rippenplatten oder Gewölben und bei runden Behältern auch mit Kuppeln. Die Anwendung der Kuppeln ist besonders bei kleineren Behältern eine seltene, weil die Herstellung der Schalung kostspielig ist und weil es sich bei kleinen Behältern nicht lohnt, besonders geschulte Arbeiter heranzuziehen, mit unvollkommen geschulten Arbeitern aber eine einwandfreie Herstellung einer Kuppel immer ein gewisses Wagnis ist.

Bei einer angenommenen Grundrißform hängen die für einen geforderten Behälterinhalt auszuführenden Abmessungen von den Kosten eines Quadratmeters Baugrund + Sohle + Decke + Überschüttung im Verhältnis zu jenem der Wandungen ab; die Wassertiefe wird um so größer zu nehmen sein, je mehr die ersteren Kosten die letzteren überwiegen, doch werden durch praktische Forderungen der vorzusehenden Wassertiefe im Behälter gewisse Grenzen gezogen. So geht man mit Rück-

sicht auf die Dichtigkeit ohne besondere Notwendigkeit mit der Wassertiefe nicht wesentlich über etwa 5 m hinaus und bei Anlagen mit Zuleitung des Wassers unter natürlichem Gefälle erfordert manchmal das geringe zur Verfügung stehende Gesamtgefälle eine weitere Herabsetzung der Wassertiefe im Behälter, da ja auch bei fast leerem Wasserbehälter in allen Punkten des Versorgungsgebietes der geforderte Druck bei der stärksten Entnahme vorhanden sein muß, so daß der Höhenunterschied zwischen höchster und tiefster Spiegellage im Behälter für die Wasserleitung verlorengeht.

Bei künstlicher Hebung ist wieder auf den Zusammenhang zwischen der Fülltiefe des Behälters und den Hebungskosten des Wassers Rücksicht zu nehmen; die für die Berechnung der Rohrleitungen maßgebende Drucklinie läßt man, da ja der Druck im ungünstigsten versorgenden Punkte auch zu Zeiten fast entleerten Behälters noch die geforderte Mindestgröße haben muß, von der Behältersohle ausgehen und es bedeutet daher die durch die Wassertiefe im Behälter bedingte Mehrhebung des Wassers durch das Pumpwerk eine Jahresauslagenerhöhung, die auf Rechnung der Behälterform zu buchen ist. Bei künstlicher Hebung ist daher das Aufsuchen des Kostenminimums eines Behälters lediglich vom bautechnischen Standpunkt aus unrichtig, es muß vielmehr auch der Behälter im Zusammenhang mit der ganzen Versorgungsanlage betrachtet werden. Die Berücksichtigung der Hebungskosten bewirkt, daß man die Fülltiefe eines Behälters geringer zu wählen hat, als bei Außerachtlassung derselben, bzw. bei Zulauf des Wassers unter natürlichem Gefälle.

Die Größe des Wasserbehälters wird nach den im früheren Abschnitte gegebenen Gesichtspunkten ermittelt. Von ganz kleinen Behältern, unter etwa 25 m<sup>3</sup> Inhalt, abgesehen, wird man in der Regel mindestens zwei Kammern ausführen, damit während der Dauer von Reinigungs- oder Instandsetzungsarbeiten immer wenigstens eine Kammer für die Aufrechterhaltung eines Notbetriebes zur Verfügung steht. Wird der Ausbau stufenweise ausgeführt, so werden zu dem im ersten Ausbau ausgeführten ein- oder mehrkammerigen Behälter in dem Maße, als der Wasserverbrauch zunimmt, weitere Kammern zugebaut; bei einer solchen Ausbauweise ist schon beim ersten Entwurf auf die Möglichkeit des späteren Zubaus, insbesondere bei der Durchbildung und Bemessung der Schieberkammern Rücksicht zu nehmen. Beim ersten Ausbau wird man in der Regel für höchstens 10 bis 15 Jahre vorsorgen, da neben der Unwirtschaftlichkeit eines zu weit gehenden ersten Ausbaues auch der Umstand nachteilig ist, daß bei kleinerem Verbrauch und zu großem Behälter das Wasser sich zu lange im Behälter aufhält und so an Güte einbüßt.

Es ergeben sich derart, je nach der gewählten Grundrißform und Ausbauweise, verschiedene Grundrißanordnungen, von denen eine Reihe der wichtigsten in der Abb. 389 zusammengestellt sind. Die Wandungen der Wasserkeller werden in der Regel lotrecht ausgeführt und die Eindeckung geschieht meist mit Decken, die keinen Horizontalschub auf die Wandungen ausüben, also meist mit Platten oder Rippenplattendecken mit oder ohne Unterzug; nur bei kreisrunden Behältern größerer Abmessungen hat man auch Kuppeln angewendet, deren Horizontalschub von Ringen am oberen Rand der Wand aufgenommen werden. Die Eindeckung von rechteckigen Behältern mit Gewölben empfiehlt sich nur dann, wenn die Wandungen an gesunden Fels satt anbetoniert werden, so daß der Fels den Gewölbeschub unmittelbar aufnimmt. Soll ein rechteckiger Behälter sonst aus irgend einem Grunde eingewölbt werden, so empfiehlt sich die Ausführung des Gewölbes mit verlorenen Widerlagern.

Besonders betont sei noch, daß beim Ausbau in mehreren Abschnitten die später zu errichtenden Kammern nicht unmittelbar neben den zuerst erbauten liegen müssen, sondern auch an anderen Stellen des Versorgungsgebietes liegen können; so kann

z. B. ein im ersten Ausbau errichteter Volldurchgangsbehälter später durch einen Gegenbehälter ergänzt werden.

Wenn nach Fertigstellung der Eindeckung der Wasserkeller die Erdüberdeckung aufgebracht wird, so sind unter dieser Last wenigstens geringe Setzungen aller tragenden Teile in der Regel unvermeidlich. Diese Senkungen sind ein Anlaß zur Bildung von Rissen in der Sohle, wenn nicht besondere Vorkehrungen getroffen werden, da die Setzungsbewegung nur von dem den Wandungen benachbarten Teile der Sohlplatte mitgemacht werden. Um solche ungleichmäßige Beanspruchungen der Sohlplatte zu verhindern, sollte bei Wasserkellern, die auf Erdboden (also nicht auf Fels) gegründet werden, grundsätzlich die Sohlplatte von allen tragenden Teilen der Behälter durch Fugen getrennt werden, die zur Abdichtung mit einer nachgiebig bleibenden, wasserunlöslichen Masse, etwa Asphaltmastix, vergossen werden. Der Anschluß der Sohlplatte an den Behältermantel würde demnach etwa nach der Abb. 390 auszuführen sein. Neben verlässlicher Wasserdichtigkeit des Anschlusses der Sohle an die tragenden Teile und einer gewissen, unschädlichen Beweglichkeit dieser Teile gegeneinander wird durch diese Fuge nun noch bewirkt, daß die Sohlplatten, die in Stampfbeton vielfach 30 bis 60 cm stark ausgeführt worden sind, wesentlich dünner bemessen werden können, da sie keinerlei nennenswerten statischen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Über einer Ausgleichsschicht aus Magerbeton mit einer vergleichenen Dicke von etwa 8 cm reicht eine Sohlplatte von etwa 10 cm mit Verteilungseisen kreuzweise alle 20 bis 25 cm zur Erzielung einer dichten Sohle vollkommen aus.

Wird die Sohlplatte mit den Wandungen in einem, also monolithisch hergestellt, so ist unter allen Umständen bei der Bemessung der Sohlplatte und der Wandung der Einspannung Rechnung zu tragen und bei Ausführung in Eisenbeton insbesondere die Verteilung der Eisen dementsprechend durchzuführen, da sonst Rißbildungen und Undichtigkeit unausbleiblich sind.

Statische Untersuchung eines kreisrunden Wasserkellers. Bei der statischen Untersuchung eines kreisrunden Wasserkellers muß vor allem die Verbindung der Behälterwandung mit der Sohle betrachtet werden; wenn sie mit der Sohle statisch nicht verbunden ist, also besonders auch nicht eingespannt ist, so denkt man sich den Behälter durch wagrechte Schnitte in Ringe zerlegt, die vom Wasser von innen und vom Erddruck von außen beansprucht werden. Die Beanspruchung durch den Wasserdruck, die in der Tiefe  $h$  unter dem Spiegel  $p = \gamma h$   $\text{kg/cm}^2$  beträgt, ruft in den Ringen nur Zugspannungen hervor. Von außen drückt die Erdhinterfüllung in der Tiefe  $h_e$  unter dem Boden mit  $p_e = \epsilon \gamma_e h_e$  gegen die Behälterwandungen und ruft darin Druckspannungen hervor, die aber in der Regel

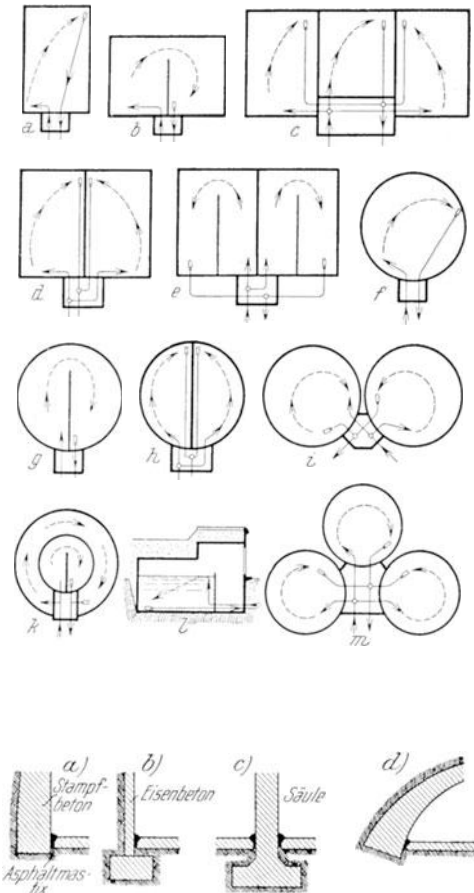


Abb. 390. Ausbildung dichter Fugen

geringer sind als die vom Wasser hervorgerufenen Zugspannungen. Wenn die Wände aus Eisenbeton ausgeführt werden, so werden die Ringeisen für die Aufnahme der gesamten Zugspannungen unter Vernachlässigung des Betons bemessen, es muß aber schließlich nachgewiesen werden, daß beim Zusammenwirken des Betons mit dem Eisen die zulässigen Betonzugspannungen nicht überschritten werden. Als zulässige Betonzugspannung wird meist  $\sigma_b = 3$  bis  $5 \text{ kg/cm}^2$  angesehen und für das Verhältnis der Elastizitätsmoduli vom Eisen und Beton wird  $n = 15$  gesetzt.

Wenn die Wandung eines kreisrunden Behälters mit der Sohle monolithisch verbunden ist, so wird die Behälterwand in wagrechte Ringe und lotrechte Stäbe zerlegt und man betrachtet die letzteren als in der Sohle eingespannt. Die Belastung wird auf die Ringe und die Stäbe derart aufgeteilt, daß ein Punkt der Behälterwand als

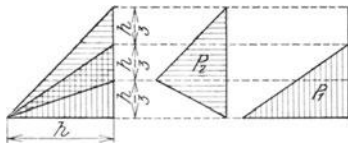


Abb. 391. Aufteilung des Wasserdruckes auf die wagrechten Ringe und die lotrechten Stäbe

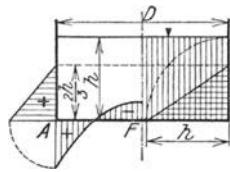


Abb. 392

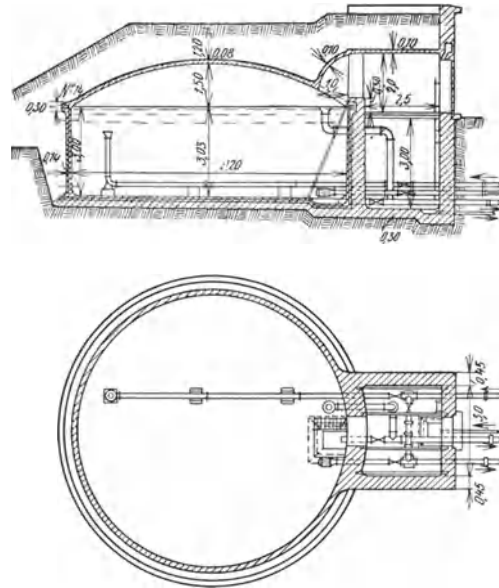


Abb. 393. Kreisrunder Eisenbetonwasserkeller mit Kuppel. (Nach Ph. Forchheimer)

Angehöriger des Stabes dieselbe Verschiebung infolge der Deformation der Wandung erfährt, wie als Angehöriger des Ringes.

Angenähert, aber sicher wird die Belastung bei Vernachlässigung des die Behälterwandungen entlastenden Erddruckes nach dem Vorschlage von R. Wuczkowski nach dem Schema der Abb. 391 mit sich übergreifenden Belastungsflächen auf die Ringe und die Stäbe aufgeteilt.

Die Bemessung der Ringbewehrung erfolgt ähnlich, wie sie früher beschrieben worden ist, für die in der Abb. 391 dargestellten Wasserdrücke. Bei der Bemessung der Bewehrung des lotrechten Wandstreifens und des dazugehörigen Streifens an der Sohle wird ein in der Abb. 392 abgebildeter Streifen von U-förmigem Längsschnitte herausgegriffen; die in der Abb. 391 bzw. Abb. 392 dargestellten Wasserdrücke rufen in ihm die Momente

$$(498) \quad M_A = + \frac{\gamma h'^2 h}{6} = + \frac{4}{54} \gamma h^3$$

und

$$(499) \quad M_f = + \gamma \frac{4}{54} h^3 - \gamma h \frac{D^2}{8}$$

sowie die Längskraft in A—B

$$(500) \quad Z = \frac{1}{2} \gamma h' h = \frac{1}{3} \gamma h^2$$

hervor.

Die Eindeckung der runden Behälter geschieht entweder mit Rippenplatten oder mit Kuppeln; die Rippenplatten werden auf der Behälterwandung frei aufgelegt

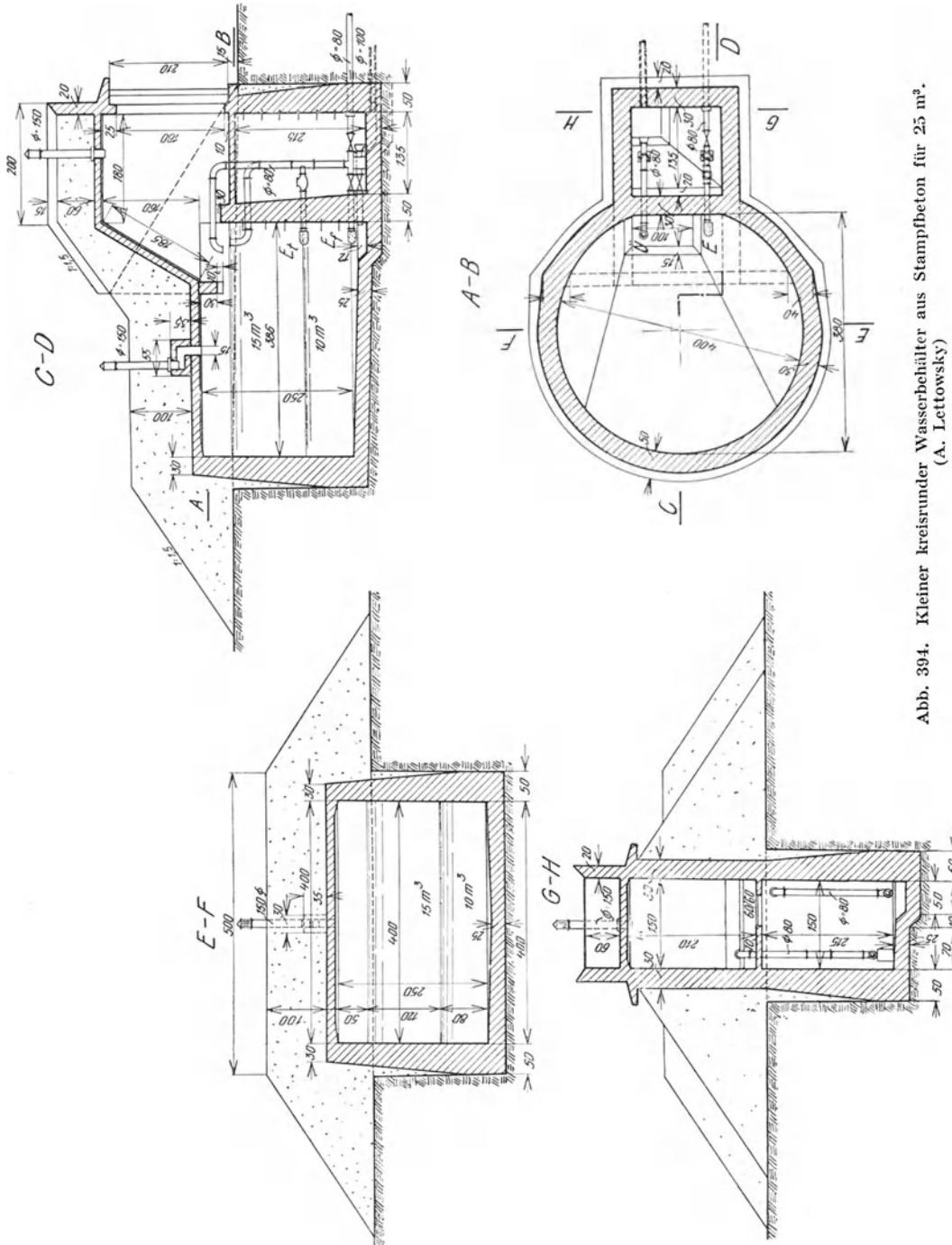


Abb. 394. Kleiner kreisrunder Wasserbehälter aus Stampfbeton für 25 m<sup>3</sup>. (A. Lettowsky)

und man sorgt durch Asphaltanstrich der Auflagerflächen vor der Deckenbetonierung dafür vor, daß keine unbeabsichtigte Einspannung auftreten kann. Bei der Eindeckung durch eine Kuppel wird für die Aufnahme des Horizontalschubes in die Behälterwandung oben ein Ring gelegt.

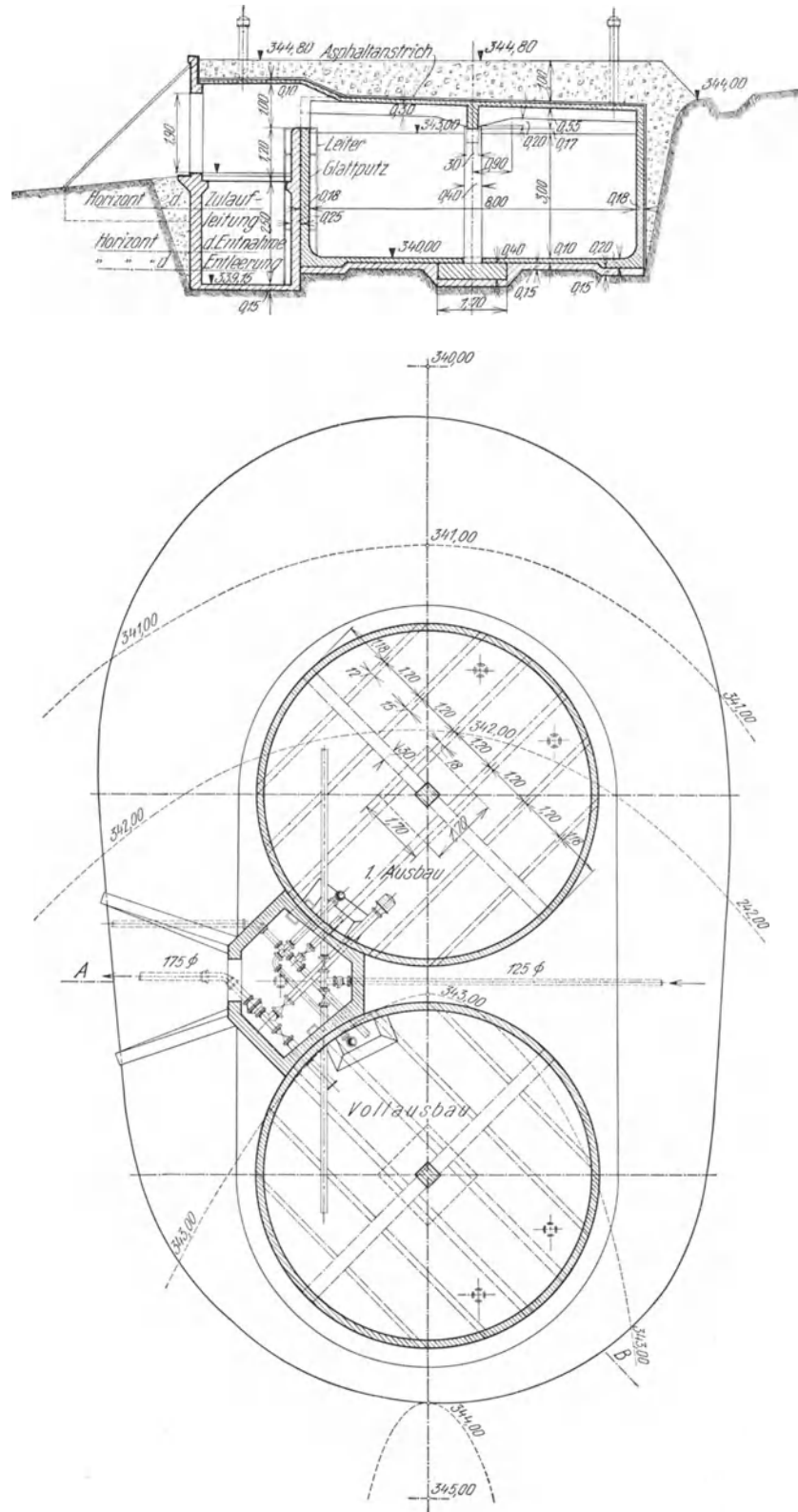


Abb. 395. Wasserkeller aus Eisenbeton mit zwei kreisrunden Kammern

Tabelle 61. Baustoffaufwand für kreisrunde Wasserkeller (ohne Schieberkammer)

Beschaffenheit der kreisrunden Behälter	Höhe der Über- schüttung der Decke m	Decke, Säule, Säulenfundament				Wandung und Sohle Stampfbeton 1:6				Wandung und Sohle Eisenbeton			
		Beton m <sup>3</sup>	Eisen <sup>1</sup> kg	Schalung m <sup>2</sup>	Schiff m <sup>2</sup>	Beton m <sup>3</sup>	Eisen <sup>1</sup> kg	Schalung m <sup>2</sup>	Schiff m <sup>2</sup>	Beton m <sup>3</sup>	Eisen <sup>1</sup> kg	Schalung m <sup>2</sup>	Schiff m <sup>2</sup>
Nutzhalt 10 m <sup>3</sup> ; Durchmesser innen 2,60 m Rippenplattendecke	1,50	0,90	105	7,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,25	0,84	90	7,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,00	0,76	75	7,3	—	3,0	—	38,2	22,0	2,3	210	38,0	22,0
Nutzhalt 25 m <sup>3</sup> ; Durchmesser innen 3,60 m Rippenplattendecke	1,50	1,80	235	16,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,25	1,68	225	16,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,00	1,57	205	16,0	—	6,0	—	34,4	24,3	3,5	470	33,5	24,3
Nutzhalt 50 m <sup>3</sup> ; Durchmesser innen 4,60 m Rippenplattendecke	1,50	3,68	510	17,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,25	3,51	480	17,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,00	3,28	410	17,6	—	13,4	—	54,0	38,4	7,9	975	53,0	38,4
Nutzhalt 100 m <sup>3</sup> ; Durchmesser innen 6,60 m Rippenplattendecke mit einem durch eine Säule ab- gestützten Unterzug	1,50	7,90	1197	68,0	4,2	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,25	7,19	1095	67,0	4,1	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,00	6,81	950	65,9	3,9	45,0	—	163,0	96,3	19,4	1600	156,0	96,3
Nutzhalt 150 m <sup>3</sup> ; Durchmesser innen 8,00 m Rippenplattendecke mit einem durch eine Säule ab- gestützten Unterzug	1,50	15,53	1824	118,5	5,4	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,25	12,31	1540	115,4	5,0	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,00	11,26	1332	114,2	4,8	61,0	—	200,0	126,0	22,1	1850	188,0	126,0

<sup>1</sup> Eisen einschließlich 10 v. H. Abfall



In den Abb. 393 bis 395 sind als Beispiele einige kreisrunde Wasserbehälter zusammengestellt, denen weitere Einzelheiten ohneweiters entnommen werden können. Für eine Anzahl von kreisrunden Behältern mit Wandungen, die in der Sohle eingespannt sind, mit Eindeckung mit Rippenplatten und Überschüttungen von 1,0, 1,25 bzw. 1,50 m, ist in der Tabelle 61 (siehe S. 309) der Baustoffaufwand zusammengestellt, so daß die Kosten leicht ermittelt und besonders auch der Einfluß der Überschüttungshöhe auf die Kosten beurteilt werden kann.

Statische Untersuchung eines rechteckigen Wasserkellers. So wie bei den runden Behältern muß auch bei den rechteckigen die Verbindung der Wandung mit der Sohle bei der statischen Untersuchung beachtet werden. Wenn die Wandung ohne statischen Zusammenhang mit der Sohle steht, so wird sie ähnlich wie bei den kreisrunden Behältern in wagrechte Rechteckrahmen zerlegt, die vom Wasserinnen- druck beansprucht werden. Bedeutet

$$(501) \quad p = \gamma h$$

den Wasserdruck auf die Flächeneinheit der Wand in der Tiefe  $h$ , so gelten für die Beanspruchungen des Rahmens mit den Bezeichnungen der Abb. 396 die folgenden Beziehungen:

$$(502) \quad \text{Moment in } E: M_E = + \frac{p}{12} \frac{l^2 + b^3 k}{k + 1}$$

$$(503) \quad \text{Moment in } A, C: M_A = M_C = - \frac{p l^2}{8} + M_E$$

$$(504) \quad \text{Moment in } B, D: M_B = M_D = - \frac{p b^2}{8} + M_E$$

$$(505) \quad \text{Längskraft in } A, C: Z_A = \frac{p b}{2}$$

$$(506) \quad \text{Längskraft in } B, D: Z_B = \frac{p l}{2}$$

und es ist

$$(507) \quad k = \frac{J_2 b}{J_1 l}$$

wobei mit  $J_1$  das Trägheitsmoment des Rahmenquerschnittes in der kurzen, mit  $J_2$  jenes in der langen Rechteckseite bezeichnet ist.

Wenn die Wandung mit der Sohle monolithisch verbunden ist, muß die Einspannung der Wandung in der Sohle berücksichtigt werden. Der Behälter wird dann

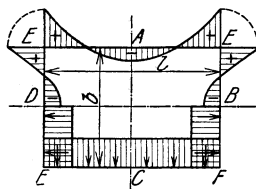


Abb. 396. Momente in einem wagrechten Rechteckrahmen mit Innendruck. (Nach A. Kleinlogel)

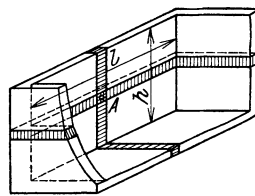


Abb. 397

einmal in wagrechte Rahmen und das andere Mal in lotrechte Trog- elemente zerschnitten gedacht (Abb. 397) und die Belastung wird derart auf beide aufgeteilt, daß ein Punkt der Wand als Angehöriger eines Rahmens eine ebenso große Verschiebung bei der Deformation des Behälters erfährt, wie als Angehöriger des Trogelementes.

Bedeutet  $l$  die Länge einer lot- rechten Wand,  $h$  die Wassertiefe,  $P_1$  den Wasserdruck der auf das Rahmensystem,  $P_2$  jenen, der auf die lotrechten Arme des Trogsystems entfällt, so gilt bei gleichem Bewehrungshundertsatz im Rahmen und im Stab

$$(508) \quad P_1 + P_2 = \gamma \frac{h^2}{2} l$$

und es müssen  $P_1$  und  $P_2$  zueinander annähernd im Verhältnis

$$\frac{P_1}{P_2} \sim \frac{l^4}{6 h^4} = \varphi \quad (509)$$

stehen. Für die Belastung der Flächeneinheit in der Tiefe  $h$  unter dem Spiegel ist demnach zu setzen:

bei der Bemessung der Rahmenelemente  $q = \frac{\varphi}{\varphi + 1} \gamma h$  und

bei der Bemessung der lotrechten Tragstäbe  $p_l = \frac{1}{\varphi + 1} \gamma h$ ,

während die Belastung der Flächeneinheit des

Trogbodens  $p_b = \gamma h$  beträgt.

Es gelten dann für die Bemessung der wagrechten Rahmen die früher angeführten Gleichungen (503) bis (508), während für die Bemessung der Trogelemente (Abb. 398) die Momente

$$M_A = + \frac{\gamma}{6(\varphi + 1)} h^3 \quad (540)$$

$$M_F = + \frac{\gamma h^3}{6(\varphi + 1)} - \gamma h \frac{b^2}{8} \quad (541)$$

und die Längskraft in  $AB$   $Z = \gamma \frac{h^2}{2} \frac{1}{\varphi + 1}$  (542)

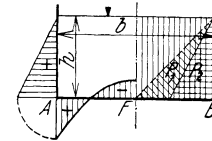


Abb. 398

maßgebend sind.

Wenn mehrere Kammern aneinander gebaut sind, so werden, je nachdem, welche Kammern gefüllt sind, in den Wandungen der übrigen Beanspruchungen hervorgerufen, die jene in einer gleichgroßen alleinstehenden Kammer übertreffen können. Für einen zweikammerigen Wasserbehälter sind tiefer unten die von A. Kleinlogel berechneten Beanspruchungen in den wagrechten Rahmen bei verschiedenen Füllungsarten zusammengestellt. Die Momente, die an der gestrichelten Wandseite Zug hervorrufen, sind positiv. Mit  $J_1$  und  $J_2$  sind die Trägheitsmomente der Rahmenstäbe bezeichnet, alle übrigen Bezeichnungen gehen aus den Abbildungen hervor.

Formeln zur Ermittlung der Beanspruchungen der Wandungen eines zweikammerigen Wasserbehälters (Nach A. Kleinlogel)

$$\kappa = \frac{J_2 l_1}{J_1 b}, \quad \kappa_1 = \frac{J_2 l_2}{J_3 b}, \quad \nu = \frac{l_1^2}{b^2}, \quad \mu = \frac{l_1^2}{b^2}; \quad (511 a - d)$$

$$N = RR_1 - (2\kappa + 3)(2\kappa_1 + 3) \quad (512)$$

$$R = (\kappa + 1)(\kappa + 3) \quad (513)$$

$$R_1 = (\kappa_1 + 1)(\kappa + 3) \quad (514)$$

Die linke Kammer ist gefüllt (Abb. 399):

$$M_A = M_{A'} = + \frac{p b^2}{12} \cdot \frac{1}{N} \{ R_1 [\nu \kappa (\kappa + 3) + (\kappa + 3)] + (2\kappa_1 + 3)\kappa - 3(\nu \kappa + 1)(2\kappa_1 + 3) \} \quad (515)$$

$$M_{B_1} = M_{B_1'} = + \frac{p b^2}{12} \cdot \frac{1}{N} \{ R_1 [\kappa (3\nu + 1) + \nu \kappa^2 + 3] - (2\kappa + 3)(2\kappa_1 + 3) \} \quad (516)$$

$$M_{B_3} = M_{B_3'} = - \frac{p b^2}{12} \cdot \frac{2\kappa_1 + 3}{N} \{ R - [\kappa (3\nu + 1) + \nu \kappa^2 + 3] \} \quad (517)$$

$$M_{B_2} = M_{B_1} - M_{B_3} \quad (518)$$

$$M_C = M_{C'} = + \frac{p b^2}{12} \cdot \frac{\kappa}{N} \cdot \{ R - [\kappa (3\nu + 1) + \nu \kappa^2 + 3] \} \quad (519)$$

$$\text{Zugkräfte: } Z_{AA'} = \frac{p l_1}{2} - \frac{M_{B_1} - M_A}{l_1} \quad (520)$$

$$Z_{BB'} = \frac{p l_1}{2} - \frac{M_A - M_{B_1'}}{l_1} - \frac{M_C - M_{B_3}}{l_2} \quad (521)$$

$$(522) \quad Z_{CC'} = \frac{M_C - M_{B_3}}{l_2}$$

$$(523) \quad Z_{AB} = \frac{p b}{2}$$

$$(524) \quad Z_{BC} = 0$$

Die rechte Kammer ist gefüllt (Abb. 400):

$$(525) \quad M_A = M_{A'} = -\frac{p b^2 \kappa_1}{12} \cdot \frac{1}{N} [\kappa_1 (3\mu + 1) + \mu \kappa_1^2 + 3 - R_1]$$

$$(526) \quad M_{B_1} = M_{B_1'} = \frac{p b^2 (2\kappa + 3)}{12} \cdot \frac{1}{N} [\kappa_1 (3\mu + 1) + \mu \kappa_1^2 + 3 - R_1]$$

$$(527) \quad M_{B_3} = M_{B_3'} = \frac{p b^2}{12} \cdot \frac{1}{N} \{ [\kappa_1 (3\mu + 1) + \mu \kappa_1^2 + 3] R - (2\kappa + 3) 2\kappa_1 + 3 \}$$

$$(528) \quad M_{B_2} = M_{B_2'} - M_{B_3}$$

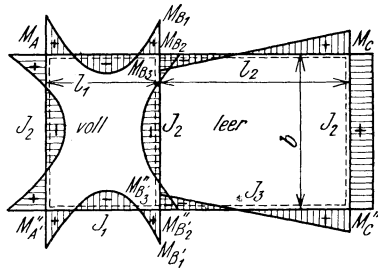


Abb. 399. Linke Kammer gefüllt

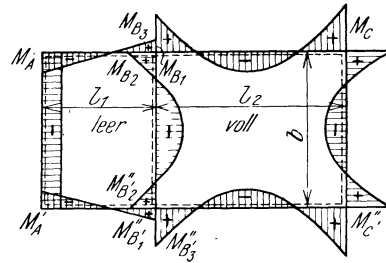


Abb. 400. Rechte Kammer gefüllt

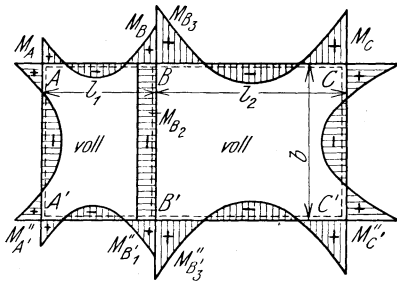


Abb. 401. Beide Kammern gefüllt

Abb. 399 bis 401. Momente in den Wandungen eines zweikammerigen Wasserkellers. (Nach A. Kleinlogel)

$$(529) \quad M_C = M_{C'} = +\frac{p b^2}{12} \cdot \frac{1}{N} \{ R [\mu \kappa_1 (\kappa_1 + 3) + (\kappa_1 + 3)] + (2\kappa + 3) \kappa_1 - 3(\mu \kappa_1 + 1)(2\kappa + 3) \}$$

$$(530) \quad \text{Zugkräfte: } Z_{AA'} = \frac{M_A - M_{B_1}}{l_1}$$

$$(531) \quad Z_{BB'} = \frac{p l_2}{2} - \frac{M_C - M_{B_3}}{l_2} - \frac{M_A - M_{B_1}}{l_1}$$

$$(532) \quad Z_{CC'} = \frac{p l_2}{2} - \frac{M_{B_3} - M_C}{l_1}$$

$$(533) \quad Z_{AB} = 0$$

$$(534) \quad Z_{BC} = \frac{p b}{2}$$

Beide Kammern sind gefüllt (Abb. 401):

Die Momente ergeben sich durch Addition der Momente mit gleichem Index der beiden vorigen Fälle.

$$(535) \quad \text{Zugkräfte: } Z_{AA'} = \frac{p l_1}{2} - \frac{M_{B_1} - M_A}{l_1}$$

$$Z_{BB'} = \frac{p}{2} (l_1 + l_2) - \frac{M_A - M_{B_1}}{l_1} - \frac{M_C - M_{B_3}}{l_2} \quad (536)$$

$$Z_{CC'} = \frac{p l_2}{2} - \frac{M_{B_3} - M_C}{l_2} \quad (537)$$

$$Z_{AB} = \frac{p b}{2} \quad (538)$$

$$Z_{BC} = \frac{p b}{2} \quad (539)$$

Die Beanspruchungen der Behälterwände müssen sowohl für die Resultierende Beanspruchung aus Wasserdruck und Erddruck als auch für letzteren allein, also für gefüllten und für entleerten, aber stets hinterschütteten Behälter bemessen werden. Eine Füllung vor der Hinterschüttung kann leicht vermieden werden, so daß dieser Fall bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden muß.

Eine besondere Art von rechteckigen Wasserkammern ist schließlich in der Abb. 402 dargestellt; dort sind die Wandungen als Platten ausgebildet, die über lotrechte Rippen durchlaufen.

Die näherungsweise statische Untersuchung eines Behälters mit Eindeckung durch Gewölbe ist in der Abb. 403 angedeutet; sie wird sowohl für gefüllten als auch für leeren aber stets mit Erde überdeckten Behälter durchgeführt und die beiden Drucklinien müssen stets im Kern des Gewölbes verlaufen. Der Behälter wird vorerst angenommen und die Gewölbe werden nachträglich untersucht. Die Höhe der Anschüttung wird auf das Eigengewicht des Betons reduziert und die Anschüttung und das Gewölbe durch Schnitte in etwa 0,5 m breite Streifen unterteilt, deren Gewicht man sich durch Einzelkräfte  $P$  ersetzt denkt. Der Bogen wird als Dreigelenkbogen angesehen, bezüglich der Drucklinie wird meist festgesetzt, daß sie im Scheitel durch den äußeren, in der Kampferfuge durch den inneren Kernpunkt des betreffenden Querschnittes zu verlaufen habe. In der in der Abb. 403 ersichtlichen Weise wird die Resultierende  $\Sigma P$  der lotrechten Kräfte mittels eines Seileckes gesucht und mit dem auf das Gewölbe wirkenden wagrechten Erddruck  $\Sigma E$  zur Resultierenden  $R$  zusammengesetzt, die wieder in die Kräfte  $H$  und  $G$  zerlegt wird. Hierauf wird vom Scheitel ausgehend mit der Polweite  $H$  die Drucklinie gezeichnet, die im Kern verlaufen muß. Tritt sie an irgend einer Stelle außerhalb des Kernes, wie z. B. in der Abb. 403, so ist dort das Gewölbe durch Umformung zu verbessern. Schließlich werden die Randspannungen ermittelt. Wenn eine der Resultierenden  $G$  bei vollem oder leerem Behälter mit dem Lot einen Winkel einschließt, der größer als der Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Boden ist, so kann das Widerlager gleiten und es wird dann, um dies zu verhindern, die Grundfuge geneigt, etwa wie es die Abb. 403 andeutet.

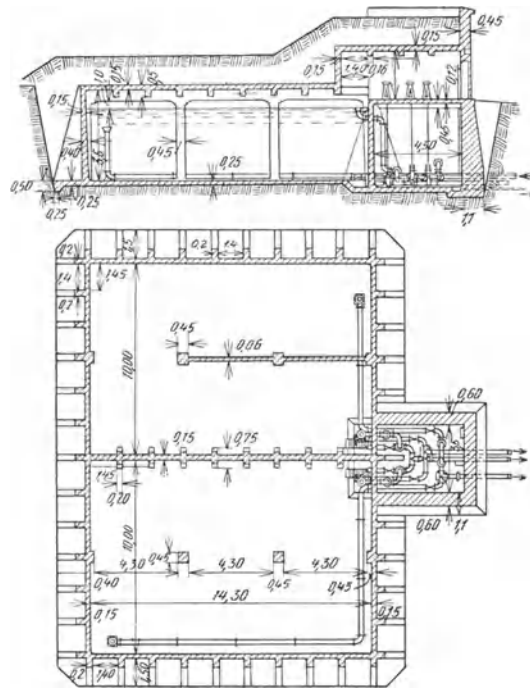


Abb. 402. Rechteckiger Eisenbetonwasserkeller mit zwei Kammern. (Nach Ph. Forchheimer)

In der Abb. 404 ist ein anderer, größerer gewölbter Wasserkeller mit zwei getrennten Kammern dargestellt.

Wärmeisolierung der Wasserkeller. Wasserkeller müssen, so wie alle wasserführenden Teile einer Wasserversorgungsanlage, sorgfältig vor Temperaturschwankungen und insbesondere vor Frost geschützt werden; sie werden zu diesem Zwecke zum Teil in den Boden versenkt und der aus dem Boden aufragende Teil wird mit der Erde überschüttet. Die Versenkungstiefe wird derart gewählt, daß die

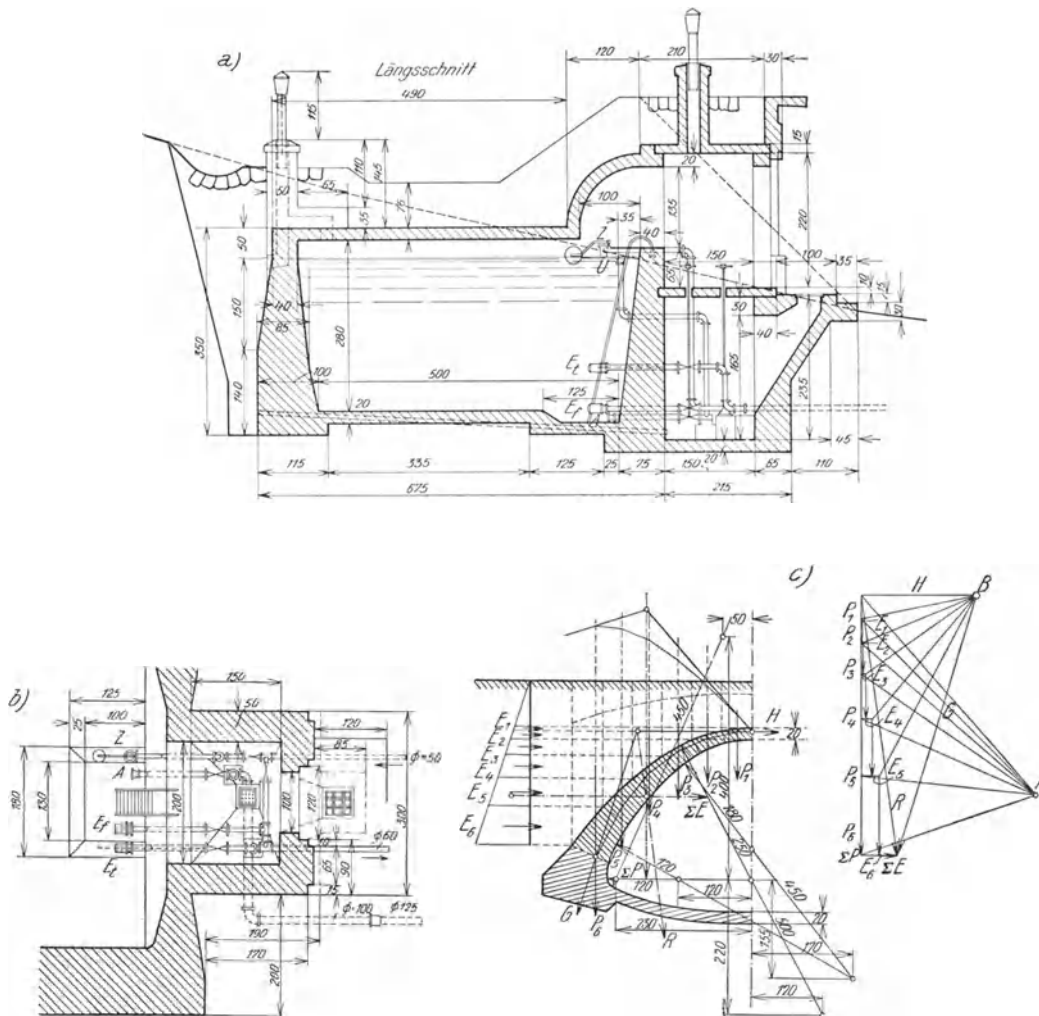


Abb. 403. Rechteckiger Wasserkeller eingedeckt mit einem Gewölbe mit verlorenem Widerlager. a) Längsschnitt, b) Grundriß der Schieberkammer, c) statische Untersuchung des Gewölbes

Aushubmasse zur Überschüttung eben hinreicht. Die Überschüttungshöhe hängt vom Klima des betreffenden Ortes ab und wird in der Regel zwischen 1 und 1,5 m gewählt, weil erfahrungsgemäß der Frost in Mitteleuropa nur selten tiefer als 1,0 m in den Boden eindringt. Eine über 1,0 m hinausgehende Überschüttungshöhe bewirkt gleichmäßigere Wassertemperaturen und kommt daher nur der Qualität des Wassers zugute.

Bei Eindeckung mit Gewölben und mit durchlaufenden Decken muß bei der Überschüttung mit besonderer Vorsicht vorgegangen werden, damit während dieser

Arbeit nicht andere Belastungszustände entstehen, als sie der Berechnung zugrunde gelegt worden sind. Da die Berechnung stets für die fertige Überschüttung durchgeführt wird, so muß daher ein Gewölbe beiderseits des Scheitels gleichmäßig überdeckt werden und durchlaufende Decken müssen so überschüttet werden, daß jeweils alle Felder eines durchlaufenden Trägers gleichmäßig belastet sind.

**Entwässerung.** Tagwasser wird vom Wasserkeller durch offene Abfanggräben abgehalten; wenn in der Baugrube überdies Wasser zusickert, so ist auch eine Dränung derselben erforderlich, die an die Entleerungsleitung angeschlossen wird.

**Dichtung des Mauerwerkes.** Dieses wird bei Wasserkellern besondere Sorgfalt gewidmet; weder von innen nach außen noch von außen nach innen darf Wasser durch das Mauerwerk gelangen. Die Decken werden daher stets mit einem Gefälle von 2 bis 3 v. H. ausgeführt, damit Wasser, das durch die Überschüttung herabsickert, ablaufen kann und das Mauerwerk wird, wenigstens an der Decke, mit einem dichtenden Asphaltanstrich versehen oder es wird 0,2 bis 0,3 m hoch Lehmschlag aufgebracht.

Die Innenflächen der Mauern werden, soweit sie vom Wasser gespült sind, besonders gedichtet, weil es zu kostspielig wäre, Mischungsverhältnisse anzuwenden, die an und für sich bei den vorkommenden Drücken schon dicht sind. Die Dichtung erfolgt durch einen Glattputz, der möglichst bald nach dem Betonieren der Wand aufzutragen ist und dem fallweise noch besondere Dichtungsmittel zugesetzt werden, wie z. B. Sikka oder dergleichen. Bei großen Wasserbehältern, bei denen sich das Heranschaffen einer Einrichtung zum Torkretieren lohnt, kann die Wandung und die Sohle besonders wirksam durch einen dünnen Torkretputz gedichtet werden. Auch Anstriche mit Teerpräparaten werden verwendet, doch dürfen diese erst nach vollständiger Trocknung der Wandung aufgetragen werden. Die übrigen Wandflächen, die vom Wasser nicht gespült werden, brauchen beim Betonieren nur sauber geschalt zu werden, ein Verputz wäre überflüssig.

Vorkehrungen gegen Stagnation des Wassers werden häufig, aber nicht immer angewendet. Es wird vielfach angestrebt, das Wasser im langsamen Umlauf zu halten, um zu verhindern, daß in einzelnen Teilen des Behälters, wie Ecken,

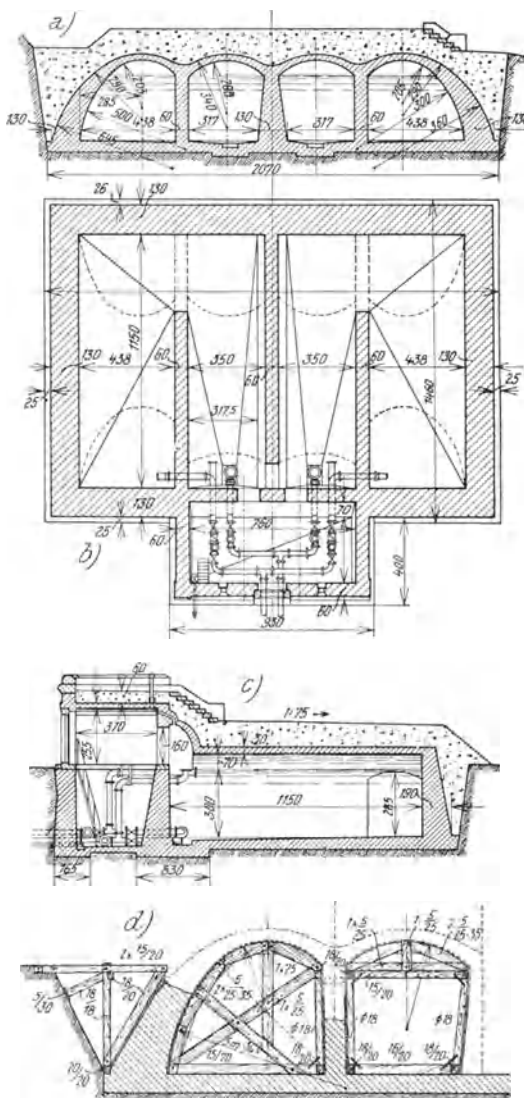


Abb. 404. Rechteckiger Wasserkeller mit zwei Kammern, eingedeckt mit Gewölben mit verloreinem Widerlager. a) Querschnitt, b) Grundriß, c) Längsschnitt, d) Schalung. (Nach V. Hrasky)

das Wasser zu lange verweilt und sich bei dieser Gelegenheit Bakterien und andere Lebewesen zu üppig vermehren. Man wendet zu diesem Zwecke entweder die in der Abb. 369 angedeutete Führung der Zu- und Entnahmerohre an oder man ordnet Wände an, die das Wasser zur angestrebten Bewegung zwingen. Wenn das Wasser auch im lotrechten Sinne umgewälzt werden soll, so empfiehlt sich die Führung der Rohre nach dem

Schema der Abb. 389l. Die Oberflächenschicht wird erneuert, so oft der Überlauf in Tätigkeit tritt.

Lüftung. Täglich ein oder mehrmals durchläuft der Wasserspiegel in einem Behälter den Raum zwischen seiner höchsten und tiefsten Lage; je nach der Bewegungsrichtung des Wasserspiegels wird hierbei bald Luft in den Wasserkeller eingesaugt, bald ausgeblasen und man ordnet für den Durchgang der Luft in der Behälterdecke oder in den Wandungen gußeiserne oder betonierte Lüftungsaufsätze an. Diese müssen so beschaffen sein,

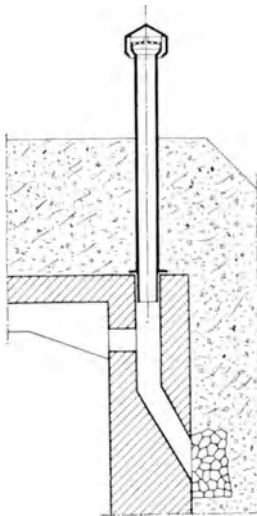


Abb. 405. Lüftungsaufsatz

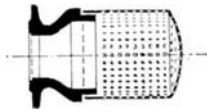


Abb. 406. Einlaufsieb

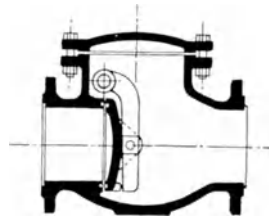


Abb. 407. Rückschlagklappe

daß keine Fremdkörper, Tiere oder Verunreinigungen ins Wasser gelangen können. Sie werden zu diesem Zwecke, wie es an der Abb. 405 zu erkennen ist, mit einem engmaschigen Sieb und einer Schutzkappe ausgerüstet. Damit auch absichtlich eingeführte Verunreinigungen nicht in das Wasser gelangen können, ist es empfehlenswert, den Aufsatz so wie es die Abb. 405 veranschaulicht, einzubauen. Es ist zweckmäßig, auch in der Schieberkammer einen Lüftungsaufsatz einzubauen oder kleine, mit feinen Drahtgittern versehene Fenster anzuordnen. Die Decke wird möglichst nahe über dem höchstmöglichen Wasserspiegel angeordnet, weil auf diese Weise der gründlichste Luftwechsel durch die Bewegung des Wasserspiegels erreicht wird.

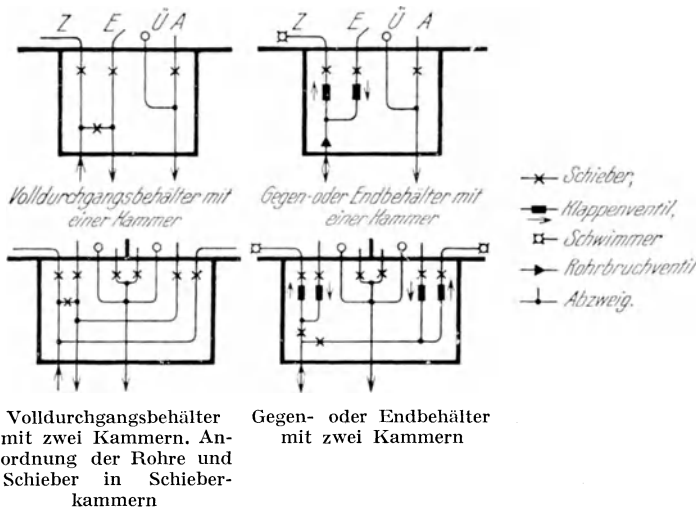


Abb. 408. Führung der Rohre in der Schieberkammer

Die Schieberkammer der Wasserkeller. Bei jedem Wasserkeller sind eine Reihe von Rohrleitungen nötig, um die Wasserbewegung im normalen Betrieb sowie während Reinigungs- oder Instandsetzungsarbeiten nach Bedarf lenken zu können. Jede Kammer eines Wasserkellers wird mit der Zulauf- und mit der Entnahmeleitung verbunden, ferner erhält sie einen Überlauf und eine Entleerungsleitung, die alle durch eine gemeinsame Kammer geführt werden, in der die zur gegenseitigen Verbindung nötigen Formstücke und die erforderlichen Absperrschieber

liegen. Um von der Entnahmeleitung gröbere Verunreinigungen und Sperrstücke, die zufällig in den Behälter gelangen können, fernzuhalten, wird am Anfange derselben ein Einlaufsieb (Abb. 406) angeordnet, dessen Bohrungen einen Querschnitt gleich dem anderthalbfachen Rohrquerschnitt haben sollen, damit die Druckverluste, die es verursacht, gering bleiben. Unter Umständen werden in einzelne Rohrleitungen noch Rückschlagkappen (Abb. 407) eingebaut, die die Wasserbewegung nur in einer Richtung zulassen und manchmal wird auch die Einschaltung von Rohrbruchventilen gefordert, die selbsttätig die Rohrleitung abschließen, wenn bei einem Rohrbrechen eine gewisse mittlere Geschwindigkeit im Rohrstrang überschritten wird. Endlich ist bei Volldurchgangsbekammern die Schieberkammer eine wohlgeeignete Stelle für den Einbau eines Wassermessers.

Je nach der Zahl und Form der Kammern eines Wasserkellers und seiner Anordnung als Volldurchgangs-, End- oder Gegenbehälter ergeben sich verschiedene Rohrleitungsanordnungen in der Schieberkammer, für die in der Abb. 408 einige bewährte Schemen angegeben sind. Überdies seien aber noch einige Grundsätze betreffend die Führung der Leitungen erörtert.

Wie schon erwähnt wurde, erhält jede Kammer des Wasserkellers eine durch einen Schieber absperrbare Entleerungsleitung, die von der tiefsten, sumpftartig ausgebildeten Stelle abzweigt, gegen die die übrige Sohle unter etwa 2 bis 3 v. H. fällt. Der Überlauf der Kammern kann entweder als Rohrleitung nach der Abb. 409 a bis c ausgebildet oder in die Kammermauer als offener oder verdeckter Überfall etwa nach der Abb. 409 d bis f verlegt werden. Wird der Überlauf als Rohrleitung angebildet, so wird das Rohr hinter dem Entleerungsschieber an die Entleerungsleitung angeschlossen und solche Rohre erhalten vielfach ein eigenes Überlaufmündstück (Abb. 410), um die für die Ableitung des Wassers erforderlichen Überfallhöhen herabzusetzen.

Für die Ableitung von Überlauf- und Entleerungswasser werden von der Schieberkammer weg Betonrohre verlegt (nicht Eisen oder Steinzeug, weil zu teuer).

Bei der Festlegung des Rohrleitungsplanes für den Zu- und Ablauf muß in der Regel, wie schon erwähnt worden ist, darauf geachtet werden, daß Zufluß und Entnahme derart erfolgen, daß nirgends im Behälter Wasser stehen und sich übermäßig lange im Behälter aufhalten kann.

Wird der Behälter als Gegenbehälter angeordnet, so werden die Zulaufrohre in die Kammern mit Ventilen (Abb. 411 und 412) ausgestattet, die von Schwimmern derart betätigt werden, daß sie bei gefülltem Behälter den weiteren Zulauf sperren, so daß der weitere Wasserüberschuß dann in den Volldurchgangsbekammer läuft. Würden keine Ventile angeordnet, so würde über den Überlauf bei vollem Behälter Wasser verloren gehen und der Volldurchgangsbekammer überhaupt nicht volllaufen.

Beim Entwurf der Schieberkammern eines Wasserkellers muß der Rohrnetzplan möglichst übersichtlich und einfach derart entworfen werden, daß die beabsichtigten

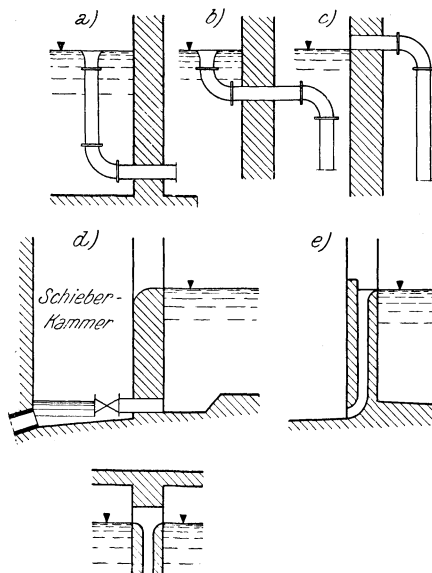


Abb. 409. Ausführung der Überläufe in Wasserkellern

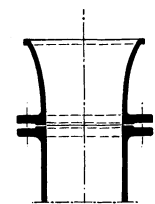


Abb. 410. Überlaufmündstück



Schaltungen mit dem geringsten Aufwand an Schiebern und Formstücken und wozüglich unter gänzlicher Vermeidung von Paßstücken bewerkstelligt werden können. Als Rohrverbindung kommt in Schieberkammern nur die Flanschenverbindung mit Gummidichtung in Anwendung. Die Entfernung der Leitungen untereinander und vom Boden und den Wandungen ist stets unter Bedachtnahme auf die Montage- und Instandsetzungsarbeiten an den Rohren und Schiebern festzulegen, wobei dafür zu sorgen ist, daß zum Festziehen von Flanschschrauben überall der für die Bewegung der Werkzeuge nötige Raum freibleibt und einzelne Schieber ohne Zerlegung anderer Leitungen ausgewechselt werden können; hiebei ist auch auf die Normalabmessungen aller Formstücke und Armaturen zu achten.

Übermäßige Abmessungen der Schieberkammern sind unter allen Umständen zu vermeiden, weil sie unnütze Kosten verursachen. Auf die Bequemlichkeit des Monteurs bei Arbeiten an Schiebern braucht, da solche selten vorkommen, keine Rücksicht genommen zu werden; zur leichteren Betätigung der Schieber werden deren Spindeln vielfach durch Verlängerungen zu einer gemeinsamen Bedienungs- bühne hochgeführt.

Erst wenn nach diesen Gesichtspunkten der Rohrleitungsplan entworfen ist, wird der Umriß der Schieberkammern um die Rohre gezeichnet. Der umgekehrte Vorgang,

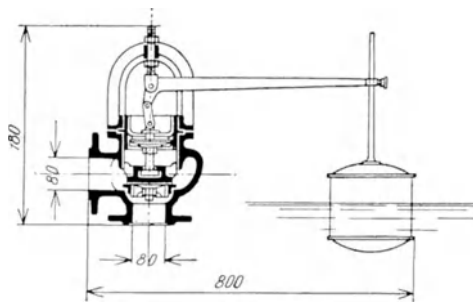


Abb. 411. Schwimmerventil

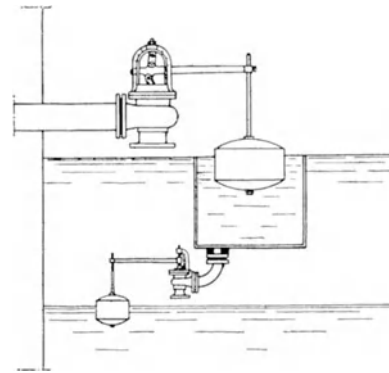


Abb. 412. Schwimmerventil

in eine früher frei angenommene Schieberkammer die Rohrleitungen nachträglich einzuzeichnen, führt in der Regel zu unbefriedigenden Rohrleitungsführungen. Der Zugang zur Schieberkammer erfolgt in der Regel durch eine mit Blech beschlagene Holz- oder besser durch eine Eisentür. Beiderseits des Einganges werden Flügelmauern angeordnet, die die Böschung der Erdüberschüttung stützen. Bei ganz kleinen Behältern kann der Einstieg auch mit einem eisernen Schachtdeckel, ähnlich wie bei Quellfassungen, abgeschlossen werden. Den Eingang zum Wasserbehälter besonders auszuschnücken hat keinen Sinn, weil dadurch nur Leute angelockt werden; der Behälter soll aber ebenso wie eine Quellfassung tunlichst verborgen bleiben, weil auf diese Weise Unfug am besten hintangehalten wird.

Vor der Schieberkammer führen Einstiegöffnungen zu den Behälterkammern und für den Abstieg in diese werden eiserne Steigleitern, bei großen Behältern auch eigene Treppen angeordnet.

Bezüglich der Baudurchführung ist neben dem schon früher Erwähnten noch hervorzuheben, daß vor Beginn des Aushubes die Abfanggräben für das am Hang zulaufende Niederschlagswasser und der Graben für die Entleerungsleitungen ausgehoben werden müssen, damit einerseits möglichst wenig Wasser in die Baugrube gelangen und diese andererseits durch den tief herabreichenden Rohrgraben entwässert werden kann.

Literatur: Bortsch, R.: Die Biegungsbeanspruchungen in der Sohle von freistehenden Behältern mit rechteckigem Grundriß. Beton und Eisen 10 (1911), S. 318. — Derselbe: Beitrag zur Berechnung der Wände quadratischer und rechteckiger Behälter mit oberem Rahmen. Beton und Eisen 18 (1919), S. 2. — Federhofer, K.: Graphisches Verfahren für die Ermittlung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden. Beton und Eisen 8 (1909), S. 387. — Handbuch für Eisenbetonbau. Bd. 5. W. Ernst u. Sohn. III. Aufl. (1923). — Hartmann, F.: Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues. II. Aufl. (1922). — Havas, E.: Ein Wasserbehälter in Eisenbeton. Beton und Eisen 19 (1920), S. 204. — Mayer, M.: Die lotrechte Bewehrung der zylindrischen Behälterwand. Beton und Eisen 9 (1910), S. 183. — Pasternak, P.: Die praktische Berechnung der Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern mit gewölbten Böden und Decken und linear veränderlichen Wandstärken. Schw. Bztg. 90 (1927), S. 241. — Pöschl, Th.: Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden. II. Aufl. (1926). — Preinfalck, E.: Berechnung eines elliptischen Behälters. Beton und Eisen 20 (1921), S. 182. — Reich, E.: Beitrag zur Berechnung zylindrischer Reservoirs. Beton und Eisen 6 (1907), S. 257. — Derselbe: Zementsilo in Eisenbeton. Beton und Eisen 7 (1908), S. 171.

## 2. Wassertürme

Wenn für die Unterbringung eines Wasserbehälters als Wasserkeller im Gelände keine geeignete Stelle vorhanden ist, so wird ein Wasserturm errichtet, in dem in der erforderlichen Höhe der Behälter ruht. Die hohen Kosten des Unterbaues eines Wasserturmes zwingen dazu, den Behälterinhalt möglichst sparsam zu bemessen. Als Baustoff für die Behälter werden Eisen, Eisenbeton und bei solchen für vorübergehende Benützung wie z. B. auf Baustellen, auch Holz verwendet. Das Traggerüst wird aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton und bei kurzfristiger Benützung ebenfalls aus Holz hergestellt.

Behälterformen bei Wassertürmen. Für die Ausführung des Wasserbehälters in Wassertürmen werden Formen gewählt, die eine möglichst vollständige Ausnutzung des verwendeten Baustoffes ermöglichen, damit der Behälter leicht wird und der Unterbau nicht mit unnützer Last beschwert wird. Die günstigste Grundrißform ist in dieser Hinsicht der Kreis, da bei diesem die Wandungen nur durch Längskräfte beansprucht werden. Um den Baustoff voll ausnützen zu können, trachtet man, auch die Behältersohle derart auszuführen, daß nur Längskräfte auftreten; dieser Forderung entsprechen den Böden, die aus Teilen von Kugeloberflächen oder Kegeln zusammengesetzt sind.

Hat die zylindrische Mantelfläche den Halbmesser  $a$ , so wird eine in der Tiefe  $z$  unter dem Spiegel liegende lotrechte Schnittfläche von  $1$  cm Höhe und der Wandstärke  $\delta$  cm mit

$$P = \gamma a z \quad (543)$$

beansprucht und die Einheitsbeanspruchung des Baustoffes beträgt

$$\sigma = \frac{P}{\delta} = \frac{\gamma a z}{\delta} \text{ kg/cm}^2 \quad (544)$$

bzw. muß die Wandstärke

$$\delta = \gamma \frac{a z}{\sigma} \quad (545)$$

gewählt werden; hiebei werden alle Längen in Zentimetern, das Eigengewicht  $\gamma = 0,001 \text{ kg/cm}^3$  und die zulässige Beanspruchung  $\sigma$  in  $\text{kg/cm}^2$  eingesetzt. Bei der Festsetzung der zulässigen Beanspruchung muß auf die Güteziffer der Nietnähte Rücksicht genommen werden. Wandstärken unter  $0,5$  cm werden in der Regel nicht ausgeführt.

Für die Berechnung ebener und gekrümmter Behälterböden hat Ph. Forchheimer eine Reihe von Formeln angegeben. Bezeichnet  $G$  das Gewicht des Wassers über einem kreisförmigen Bodenschnitt mit dem Halbmesser  $x$  und  $\alpha$  den Neigungs-

winkel des Bodens im Umfange des Schnittkreises, so wird das Blech im Schnittkreis in der Richtung des Meridians mit

$$(546) \quad \sigma_m = \frac{G}{2 \pi x \delta \sin \alpha} \text{ kg/cm}^2$$

beansprucht. Bezeichnet ferner  $\sigma_p$  die Spannung in  $\text{kg/cm}^2$  im Blech in der Richtung eines Parallelkreises,  $z$  die Tiefenlage des Parallelkreises unter dem Spiegel,  $r$  den Krümmungshalbmesser des Meridians in Zentimeter und ist

$$(547) \quad n = \frac{x}{\sin \alpha}$$

also die Länge der zum Boden Normalen zwischen dem Boden und der Behälterachse, wobei  $\alpha$  den Neigungswinkel der Meridiantangente im betrachteten Parallelkreis bedeutet, so besteht, wie Ph. Forchheimer gezeigt hat, die Beziehung

$$(548) \quad \pm \frac{\sigma_m}{r} + \frac{\sigma_p}{n} = 0,001 \frac{z}{\delta}$$

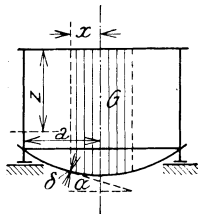


Abb. 413. Behälter mit Hängeböden

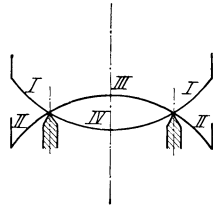


Abb. 414. Formen für Behälterböden

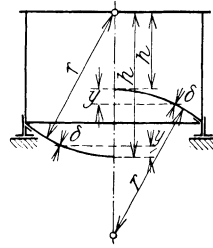


Abb. 415. Behälter mit Kugelboden

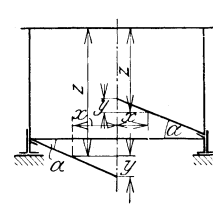


Abb. 416. Behälter mit Kegelförmigen Boden

und es ist für die Böden (Abb. 414)

	I	II	III	IV	
als Vorzeichen für $\frac{\sigma_m}{r}$	—	—	+	+	zu nehmen
und es bedeutet $\sigma_m$	Druck	Zug	Druck	Zug	
$\sigma_p$	Zug	Druck	Druck	Zug	

Wenn bei dem in der Abb. 415 dargestellten Behälter der Boden eine Kugelhaube ist, die durch keinen Schacht unterbrochen wird, so gilt mit den Bezeichnungen der Abbildung

$$(549) \quad \sigma_m = \frac{\gamma r}{2 \delta} \left( h \pm \frac{y}{3} \frac{3r - 2y}{2r - y} \right)$$

und

$$(550) \quad \sigma_p = \frac{\gamma r}{2 \delta} \left( h \pm \frac{y}{3} \frac{9r - 4y}{2r - y} \right)$$

und es bezieht sich + auf Stützböden, — auf Hängeböden.

Bei kleinen Füllhöhen  $h$  kann bei Hängeböden  $\tau$  negativ werden, also in Druck übergehen. Bei Kegelförmigen Böden (Abb. 416) ist  $r = \infty$  und es ist dann

$$(551) \quad \sigma_m = \gamma x \frac{z \pm \frac{1}{3} y}{2 \delta \sin \alpha}$$

und

$$(552) \quad \sigma_p = \frac{\gamma z n}{\delta} = \frac{x z \gamma}{\delta \sin \alpha}$$

wobei + für Hängeböden, — für Stützböden gilt. Bei inneren Stützböden sind sowohl  $\sigma_m$  als auch  $\sigma_p$  Drücke und es erfordern solche Böden daher eine Aussteifung gegen Einbeulen.

Einbeulung tritt in einem gekrümmten Boden ein, wenn die Einsenkung unter der Last größer ist als die Pfeilhöhe des Bogens. Denkt man sich aus dem Boden quer zu den Aussteifungen einen 1 cm breiten Streifen herausgeschnitten, so wird er nicht eingebeult, wenn

$$p < \frac{16}{3\eta(1-\mu^2)} \frac{E f \delta^3}{r^4} \quad (553)$$

ist, wobei neben den Bezeichnungen der Abb. 417  $E$  den Elastizitätsmodul des Baustoffes,  $\mu$  den Querdehnungsbeiwert (bei Eisen  $\sim 0,33$ ) und  $\eta$  einen Sicherheitsbeiwert bedeutet, der etwa gleich 5 zu setzen ist. Der zulässige Wert von  $p$  wird noch wesentlich kleiner, wenn der Boden an den Aussteifungen nicht vollkommen eingespannt ist.

Eiserne Wasserbehälter liegen meist mit einem Auflagerring am Traggerüst des Wasserturmes auf; dieser Ring wird vom Behälterboden beansprucht und zwar vom Stützboden auf Zug, vom Hängeboden auf Druck. Bezeichnet  $G$  das Gewicht

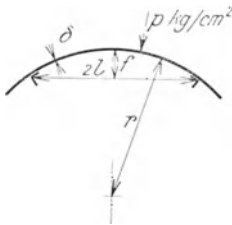


Abb. 417

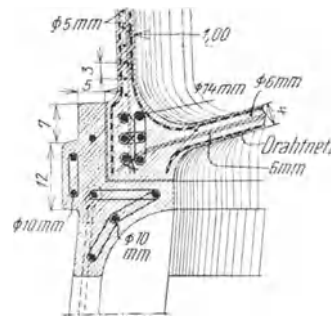


Abb. 418. Auflagerring eines Stützbodens. (Nach Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 5)

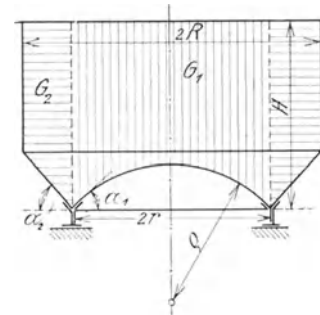


Abb. 419. Intzebehälter

des Wasserinhaltes im Bottich und  $\alpha$  den Neigungswinkel des Bodens am Auflagerring mit der Wagrechten, so beträgt die im Ring wirkende Kraft

$$P = G \frac{\cotg \alpha}{2\pi} \quad (554)$$

Wenn  $P$  eine Druckkraft ist, so muß der Ring derart bemessen werden, daß er nicht eingebeult werden kann; es muß dann, wie J. Boussinesq gefunden hat,

$$P < \frac{3EJ}{\eta r^2} \quad (555)$$

sein, wobei  $E$  den Elastizitätsmodul des Baustoffes,  $J$  das Trägheitsmoment des Ringquerschnittes,  $r$  den Halbmesser der Ringachse und  $\eta$  den Sicherheitsgrad bedeuten, der in der Regel gleich 5 gesetzt wird.

Die Ausbildung des Auflagerrings eines Behälters mit einem Stützboden aus Eisenbeton läßt die Abb. 418 deutlich erkennen.

Um die im Ring wirkende Kraft auf ein Mindestmaß herabzusetzen, hat O. Intze verschiedene Böden entworfen, die aus zwei sich schneidenden Stützböden bestehen und die in der Schnittlinie der Böden gelagert sind. Die häufigst ausgeführte Ausführungsform ist in der Abb. 419 dargestellt. Bei dieser Bauform üben die beiden Bodenteile auf den Auflagerring Drücke aus, die sich mehr oder minder aufheben.

Die im Ring eines Intzebehälters wirksame Kraft beträgt

$$P = \frac{1}{2\pi} (G_2 \cotg \alpha_2 - G_1 \cotg \alpha_1) \quad (556)$$



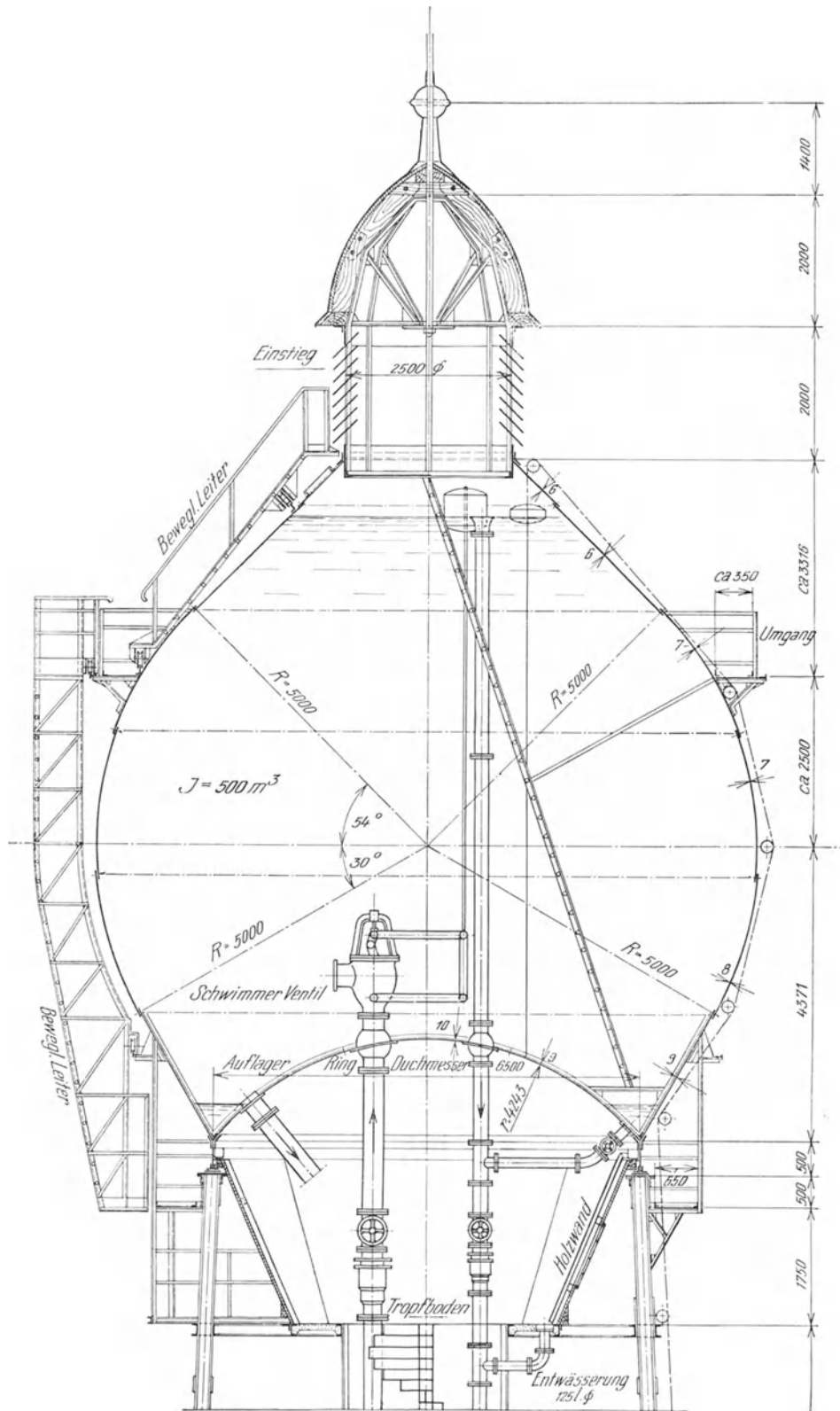


Abb. 421. Kugelbehälter mit Intzeboden. (E. Wilke & Co., Braunschweig)

und man strebt eine derartige Formung an, daß mindestens bei gefülltem Behälter  $P = 0$  ist.

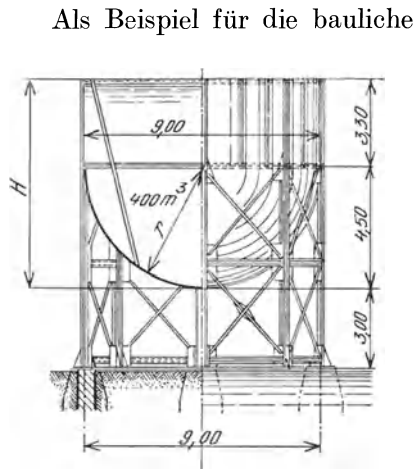


Abb. 422. Barkhausenbehälter. (Nach V. Hrasky)



Abb. 423. Barkhausen-Behälter für 1000 m<sup>3</sup> in Groningen. (A. Wilke & Co., Braunschweig)

Als Beispiel für die bauliche Durchführung eines Intzebehälters aus Eisen sei die Abb. 420 angeführt, in der auch Einzelheiten des Auflagerringes und der Eindeckung zu erkennen sind. In der Abb. 421 ist ein Behälter dargestellt, der durch eine Verbindung aus einem Kugelbehälter und einem Stützboden entstanden ist.

Um den Behälterinnenraum betreten zu können, werden entweder außen Leitern angebracht oder es wird, wie es bei Intzebehältern beliebt ist, in der Mitte ein Schacht angeordnet, durch den die Steigleiter geführt wird. Das Schachtrohr wird durch den Wasserdruck von außen beansprucht und muß, um es gegen Einbeulung zu sichern, mit Winkelringen versteift werden. (Wegen der Berechnung derselben vgl. II. Bd., achter Teil.)

Die Vorteile, die die Anwendung der Intzeschen Bauweise bietet, bestehen neben der Drucklosigkeit des Auflagerringes darin, daß das Traggerüst nicht nach den Außenabmessungen der Behälterwandung, sondern nur nach jener des Auflagerringes zu bemessen ist. Ihnen steht als Nachteile gegenüber, daß die Herstellung des Bodens kostspielig und die Nähte besonders wegen der erforderlichen Aussteifungen schwer zu dichten bzw. nachzustemmen sind, daß durch den Stützboden der Nutzinhalt des Behälters verringert wird, daß weiter die Beanspruchungen, die im Auflagerring bei geringen Füllhöhen auftreten, den Ring zum Wandern auf seiner Auflagerfläche bringen und daß schließlich die architektonische Ausgestaltung kaum befriedigend zu lösen ist.

Barkhausen trachtete die Nachteile des Intzebehälters zu beseitigen; er verlangt von einem Behälter, daß der Boden frei von Ringen sei und weder Knicke aufweise noch Einzelkraftangriffen ausgesetzt sei, daß ferner in allen Wandungsteilen vom Behälterinhalt nur Zugspannungen hervorgerufen werden dürfen, weil dann die Wandungen keiner Aussteifungen bedürfen und daß schließlich die Formbleche für den Boden möglichst einfach sein sollen. Statt eines Auflagerringes verwendet er die Zylinderwandungen zur Übertragung der lotrechten Lasten auf die Stützen, die weder infolge von Last- noch infolge von Temperaturänderungen ein Hin- und Hergleiten am Unterbau erfordern dürfen. Endlich verlangt Barkhausen, daß der Boden überall für Instandhaltungsarbeiten, insbesondere

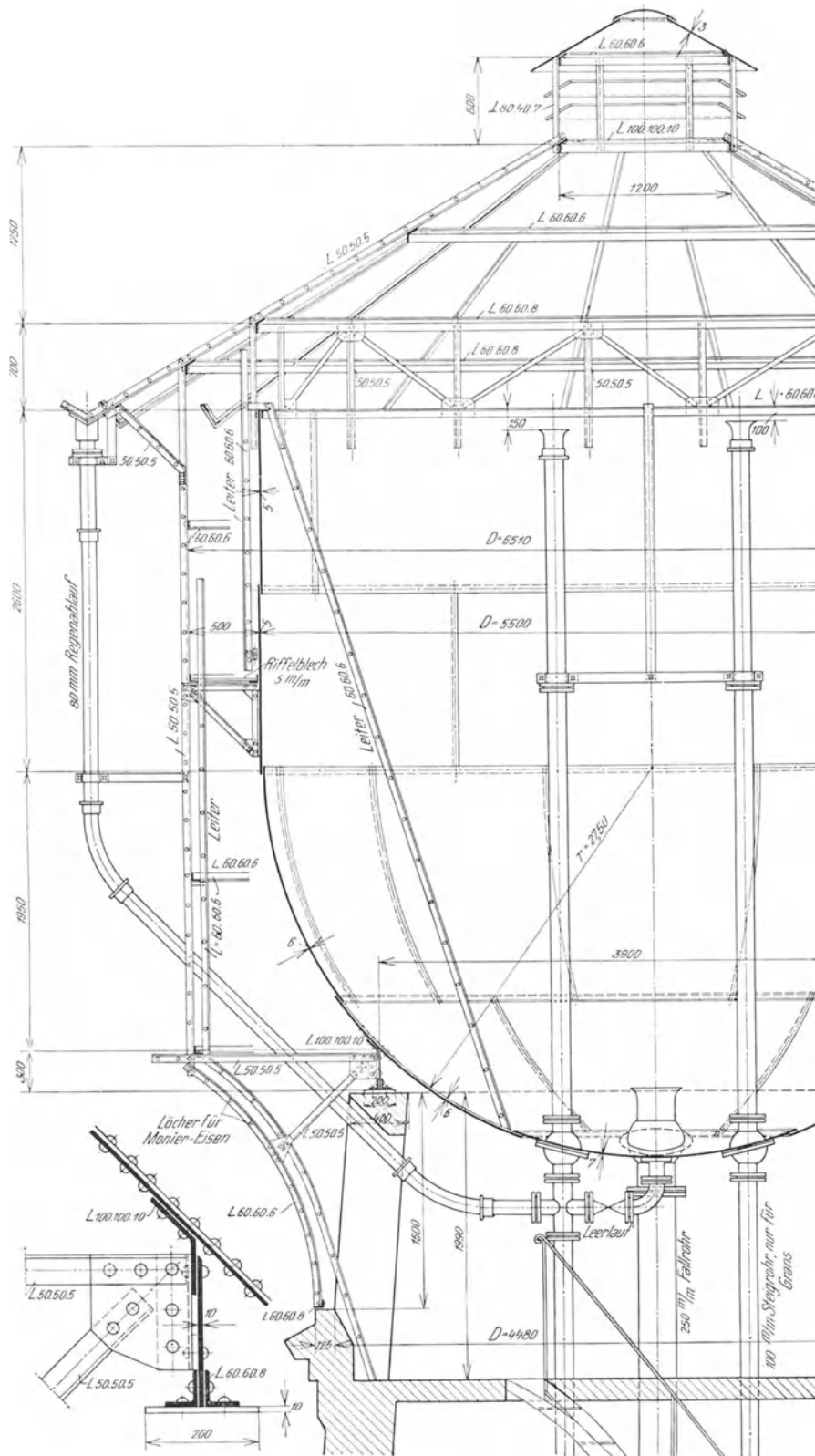


Abb. 424. Wasserbehälter mit Halbkugelboden. (E. Wilke & Co., Braunschweig)



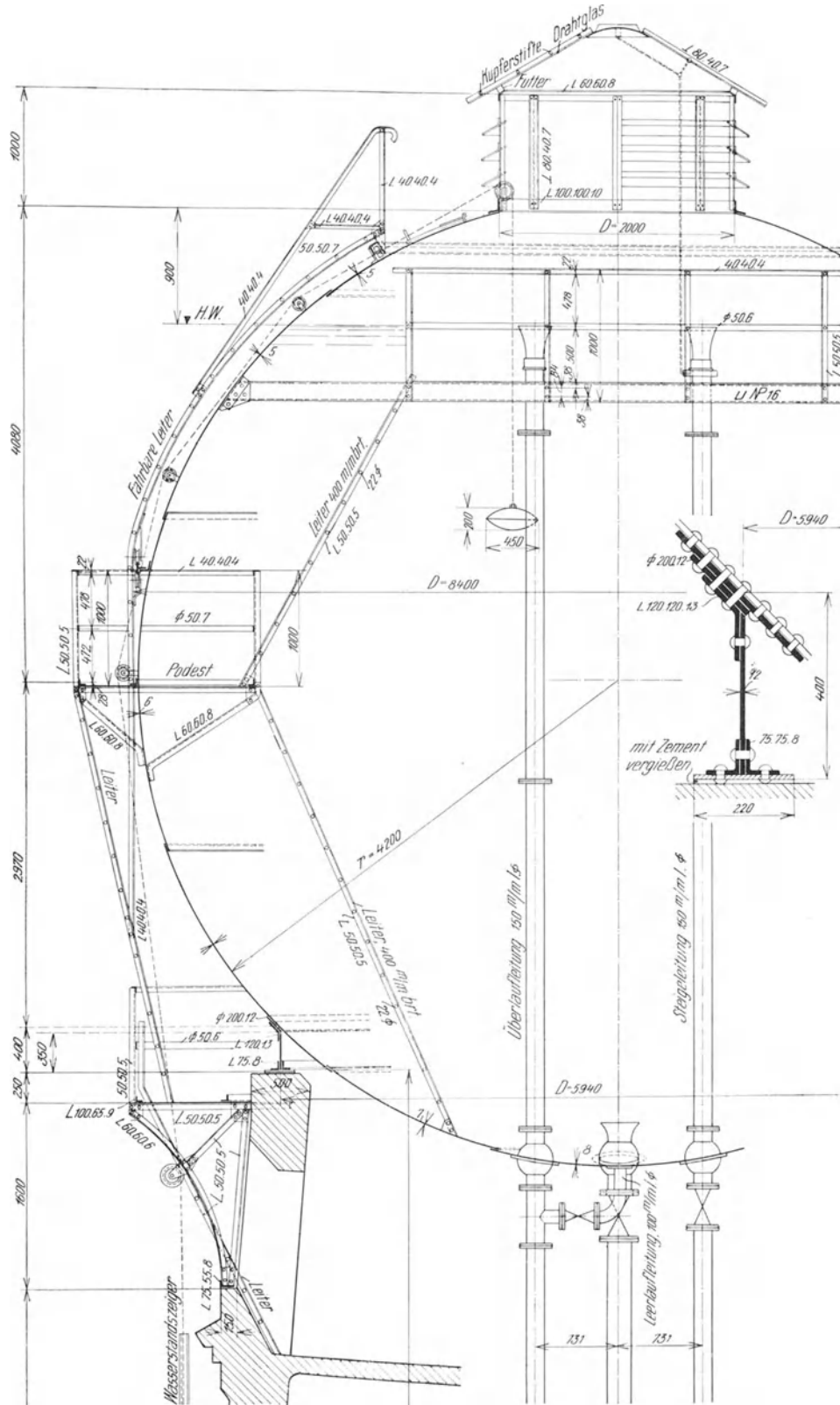


Abb. 425. Schnitt durch einen Klönnebehälter. (A. Wilke & Co., Braunschweig)

Nachstemmen und Streichen, frei zugänglich sein muß. Diesen Forderungen entspricht ein Behälter mit zylindrischer Wandung und halbkreisförmigem Hängeboden; der zylindrische Mantel wird als Tragkonstruktion ausgebildet, die auf die lotrechten, mit ihm vernieteten Stützen die Lasten überträgt. Diese Stützen werden, da die Lasten exzentrisch angreifen, auf Druck und Biegung beansprucht; die Zylinderwandung wird zwischen den Stützen durch lotrechte Winkel oder  $T$  versteift.

Damit in Halbkugelböden nur Zugspannungen auftreten, muß, wie Ph. Forchheimer festgestellt hat (Abb. 422)

$$H > \frac{5}{3} r \quad (557)$$

genommen werden. Bei kleineren Füllhöhen treten im oberen Teil des Halbkugelbodens Ringdrücke auf, während der unterste Ring des lotrechten Mantels auf Zug beansprucht wird. Im Ringe, der den Übergang vom Halbkugelboden zum Wandungszylinder vermittelt, treten daher Biegungsbeanspruchungen auf. Wenn  $H = \frac{5}{3} r$  genommen wird, so wird für einen geforderten Behälterinhalt  $V$

$$r = 0,62 \sqrt[3]{V} \quad (558)$$

Einen im Bau stehenden Barkhausen - Behälter stellt die Abb. 423 dar.

In der Abb. 424 ist ein ähnlich geformter Behälter abgebildet, seine Lagerung erfolgt aber durch einen Auflagerring, in dem die Behälterlast Druckspannungen hervorruft.

Wasserbehälter als volle Kugel werden nach dem Vorschlage von Klönne mit Durchmessern bis zu 10 m ausgeführt. Die Kugeln werden am Kugeläquator oder längs eines tieferen Parallelkreises abgestützt, wobei Stützen, die lotrecht stehen oder die (um an Unterbau zu sparen) nach innen schräg auf einem noch kleineren Auflagerring stehen, Anwendung finden.

Die Abb. 425 gibt einen Schnitt durch einen auf einem niedrigen Auflagerring gelagerten Kugelbehälter wieder, während die Abb. 426 die Ansicht eines ähnlichen Behälters wiedergibt.



Abb. 426. Klönne-Behälter für 300 m³ in Börsum. (A. Wilke & Co., Braunschweig)

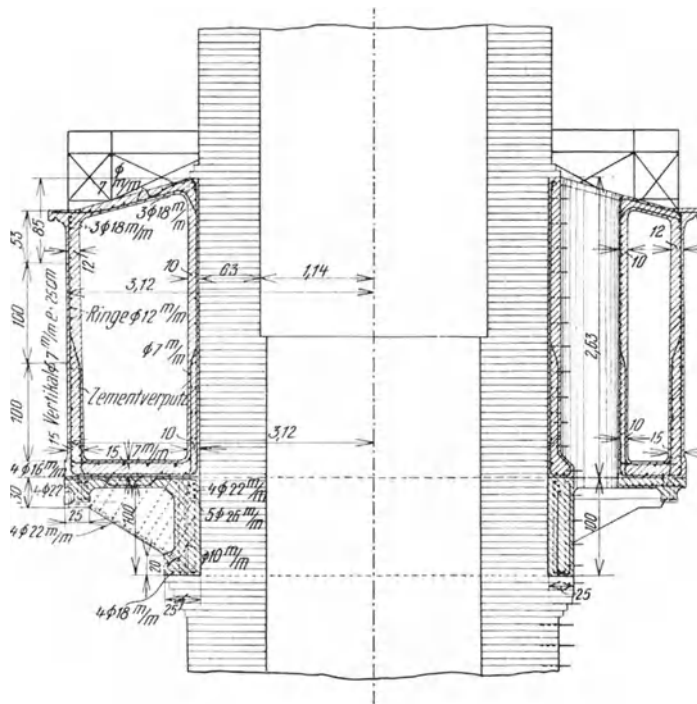


Abb. 427. Schornsteinbehälter. (Nach Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 5)

Ringförmige Wasserbehälter werden für Industrierwasser angewendet, wenn als Traggerüst ein hoher Schornstein verwendet werden soll. Als Beispiel sei ein derartiger Behälter, der für eine Papierfabrik aus Eisenbeton hergestellt worden ist, in der Abb. 427 wiedergegeben. Neben dem Eisen-

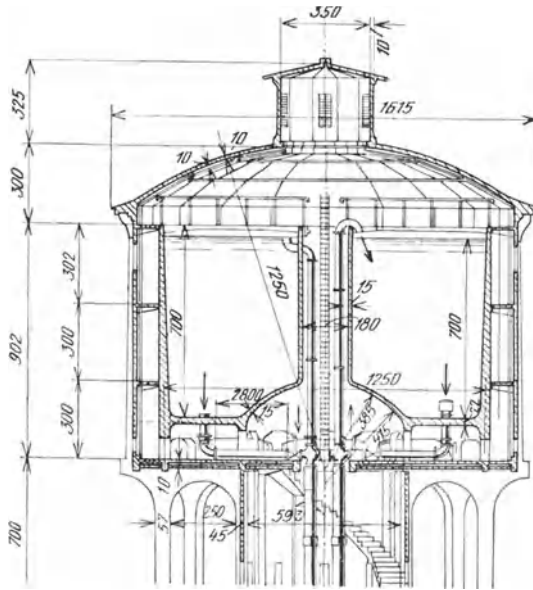


Abb. 428. Eisenbeton-Wasserturm. (Nach V. Hrasaky)

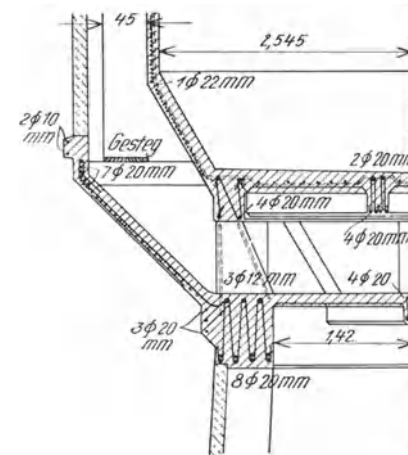


Abb. 429. Einzelheiten von einem Eisenbetonwasserbehälter mit ebenem Boden. (Nach Hdb. f. Eisenbetonbau, Bd. 5)

beton findet bei solchen Behältern vielfach auch Eisen Verwendung. Die in der Decke des Behälters liegende Einsteigöffnung wird entweder durch Leitern zugänglich gemacht, die außen am Behälter hochgeführt sind oder es wird, wie es in der Abb. 427 zu erkennen ist, ein Steigschacht mit Steigeseisen in den Behälter eingebaut.

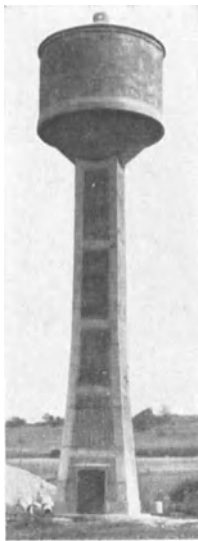


Abb. 430. Wasserturm. (A. Maillart, Genf)

Behälter aus Eisenbeton sind auch mit verschiedenen anderen Bodenformen ausgeführt worden; in der Abb. 428 ist z. B. ein Boden dargestellt, der aus einem ebenen und einem gewölbten zusammengesetzt ist. Auch ganz ebene Böden können aus Eisenbeton allenfalls versteift mit Rippen ausgeführt werden (Abb. 429, 430).

Während bei der Herstellung aus Eisen, von ganz kleinen Behälterformen abgesehen, als Grundform der Kreis die Regel bildet, werden Behälter am Eisenbeton vielfach auch mit quadratischem Grundriß ausgeführt.

Behälter aus Holz werden nur bei kleinen Abmessungen kreisförmig, aus Dauben zusammengebaut; größere werden auch meist wie es die Abb. 431 andeutet, quadratisch oder rechteckig ausgeführt. Hölzerne Behälter kommen aber nur, wie nochmals betont sei, für vorübergehende oder gewerbliche Benützung in Frage.

Wärmeisolierung des Behälters. Die Wasserbehälter in den Wassertürmen sind stets vor Temperaturschwankungen möglichst zu bewahren und unbedingt vor Frost zu schützen; nur in Gegenden warmen Klimas, wo keine anhaltenden Fröste auftreten, kann die Wärmeisolierung wegfallen, wenn das Wasser nur für gewerbliche Zwecke ge-

braucht wird, die Erwärmung im Sommer also ohne Belang ist. Die Wärmeisolierung wird durch einen Luftmantel bewirkt, der den Behälter umgibt; er wird durch eine in einigem Abstand vom Behälter hergestellte Umhüllung aus Holz, Holzfachwerk, Eisen, Mauerwerk, Beton- oder Eisenbeton (vgl. Abb. 424) gebildet, die möglichst leicht, jedoch so fest ausgebildet wird, daß sie dem Winddruck sicher zu widerstehen vermag. Wenn der Behälter aus Eisenbeton hergestellt ist, so kann zur Wärmeisolierung die Behälterwandung auch mit Torfmull, Kork oder dgl. ummantelt werden. Bei eisernen Behältern muß der Luftmantel so weit sein, daß eine Instandhaltung der Behälteraußenwand möglich ist.

Die Wassertürme werden sowohl zum Wärmeschutz als auch zum Schutz für die freie Oberfläche des Wassers eingedeckt.

So wie der Wasserbehälter, müssen auch die Rohrleitungen einen Wärmeschutz erhalten, der besonders dann, wenn der Unterbau in Säulen aufgelöst ist, sehr sorgfältig hergestellt werden muß. Werden die Rohre in geschlossenen, turmartigen Tragwerken oder in zylindrischen Schächten im Innern eines Traggestelles aus Säulen hochgeführt, so genügt in der Regel die Isolierung durch den Luftmantel.

Führung der Rohrleitungen. Ähnlich wie bei Wasserkellern erhält jeder Wasserbehälter eines Wasserturmes einen Überlauf und an der tiefsten Stelle eine Entleerung und es wird durch Anordnung einer Rückschlagkappe in der Zu- und Ablaufleitung das Wasser im Behälter im Umlauf erhalten (Abb. 432). Da unter dem Einflusse der Temperaturschwankungen die Rohrleitungen im Traggestell Längenänderungen erfahren und der Behälterboden von Beanspruchungen infolge der Längenänderungen bewahrt werden muß und die Rohrleitungen bei behinderter Längenausdehnung überdies die Neigung zum Ausknicken hat, so wird unmittelbar unter dem Behälterboden ein nachgiebiges Zwischenstück in die Rohrleitungen eingeschaltet, das entweder als Stopfbüchse oder als elastisches Dehnungsstück ausgebildet ist.

Der Anschluß der Rohrleitungen an den Behälterboden erfolgt mit Flanschen. Bei eisernen Behältern werden sogenannte Nietflanschen mit Stehbolzen einseitig oder beiderseits angenietet und mit diesen die Rohrleitungen verschraubt. In die Wandungen von Eisenbeton kommen für den Anschluß der Rohre die Schraubenbolzen in einem Ring zu sitzen, der etwa aus  $\square$ -Eisen gebogen und einbetoniert wird.

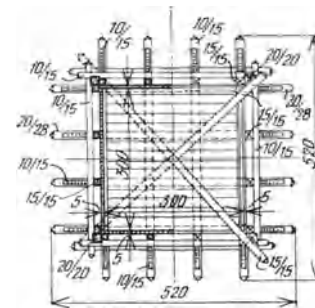
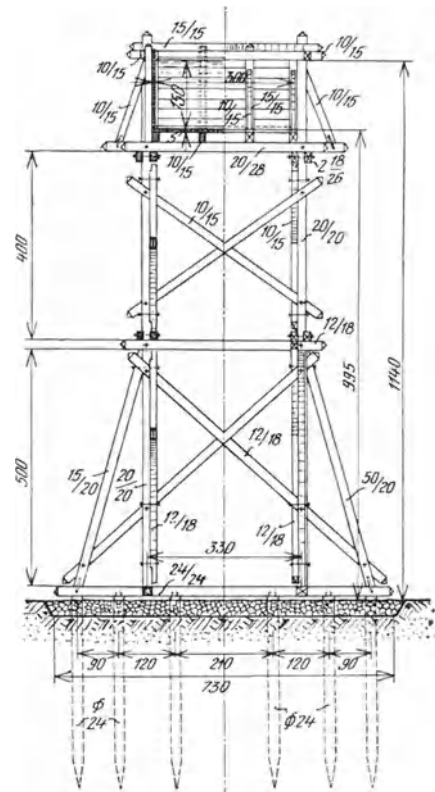


Abb. 431. Wasserturm aus Holz. (Nach V. Hrascky)

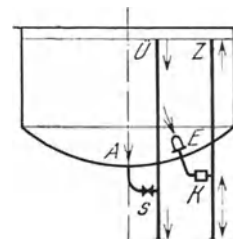


Abb. 432. Führung der Rohrleitungen

Das Traggerüst der Wassertürme. Das Traggerüst der Wassertürme kann bei Anlagen für kurze Verwendung oder für Industriebedarf aus Holz, sonst aus Eisen, Eisenbeton, Stampfbeton oder Mauerwerk hergestellt werden.

Bei Traggerüsten aus Holz oder Eisen ist eine sorgfältige Untersuchung bezüglich des Verhaltens bei Wind und leerem Behälter wegen des geringen Gewichtes des Wasserturmes nötig. Wenn das Traggerüst aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton ausgeführt wird, so ist in der Regel der Winddruck belanglos. Das Traggerüst kann als zylindrisch geschlossener Turm ausgeführt oder in einzelne Säulen aufgelöst werden; welche Ausführung vorzuziehen ist, entscheidet die Kostenfrage und die Örtlichkeit der Aufstellung. Wassertürme sind in der Regel weithin sichtbare Wahrzeichen der Gegend und erfordern als solche besondere Sorgfalt in der architektonischen Ausgestaltung. Sollen sie nicht dauernd die Gegend verunstalten, so muß vor allem auf Eingliederung in die Landschaft und besonders auch auf Anpassung an Baulichkeiten in der unmittelbaren Umgebung geachtet werden. Die Auflösung des Traggestelles in einzelne Säulen ist zwar billig, führt aber zu architektonisch schwierig zu lösenden Aufgaben.

Die Gründung des Traggerüstes erfolgt unter Berücksichtigung des Winddruckes in der Regel auf einer durchgehenden Platte, da nur so eine gleichmäßige Setzung des ganzen Turmes zu erwarten ist. Der Boden unter dem Grundkörper muß sorgfältig vor Durchnässung bewahrt werden; insbesondere einseitige Durchnässung kann den Turm gefährden.

Literatur: Barkhausen, G.: Neuere Formen für Flüssigkeitsbehälter. Ztschr. d. V. d. I. 44 (1900), S. 1594. — Fölzer, E. und Schupp, H.: Wassertürme. 3. Aufl. Strelitz (1923). — Forchheimer, Ph.: Die Berechnung ebener und gekrümmter Behälterböden. W. Ernst & Sohn (1909). — Förster, M. und Schupp, H.: Die Eisenkonstruktionen der Ingenieurhochbauten. Leipzig (1909). — Handbuch für Eisenbeton. 5. Bd., 3. Aufl. W. Ernst & Sohn (1923).

### 3. Standrohre

Wenn der ganze Innenraum eines Wasserturmes für die Aufnahme von Wasser eingerichtet wird, wenn die Behältersohle also annähernd in Bodenhöhe liegt, so wird das Bauwerk Standrohr genannt. Solche Standrohre werden in Amerika vielfach Wassertürmen vorgezogen; die Ausnutzung des Inhaltes ist eine geringe, da ja das Standrohr im Betrieb nie entleert werden darf, weil sonst der Druck im Netz zu gering würde. In Europa ist ihre Anwendung selten; sie werden hier nur eingebaut, um lange Leitungen vor Druckanschwellungen (Wasserstößen), die sich im Betriebe unter Umständen ergeben können, zu bewahren. Vielfach werden aber auch für diesen Zweck Windkessel vorgezogen.

### 4. Hauswasserbehälter

Hauswasserbehälter wurden früher vielfach aus Eisen oder Eisenbeton hergestellt und im Dachraume von Wohnhäusern untergebracht. Solche Behälter sind in hygienischer Hinsicht bedenklich, weil das Wasser leicht Verunreinigungen ausgesetzt ist und weil sich überdies die im Wasser enthaltenen Mikroorganismen bei längerem Aufenthalt im Behälter außerordentlich vermehren; schließlich leidet die Beschaffenheit des Trinkwassers durch die großen Temperaturschwankungen, denen es auf Dachböden in der Regel ausgesetzt ist. Auch die Gefahr einer Überschwemmung des Hauses beim Versagen der Alarmeinrichtung, die die Füllung des Behälters anzeigen soll, besteht bei solchen Behältern immer.

In neuerer Zeit werden statt der Hauswasserbehälter große Druckwindkessel unmittelbar neben den Pumpen aufgestellt, wo sie also nur geringfügige Temperatur-

änderungen erfahren. Das Wasser ist vollständig abgeschlossen und hält sich bei richtig bemessenen Kesseln nur kurze Zeit in diesen auf, bleibt also frisch und einwandfrei.

### c) Die besonderen Einrichtungen bei Wasserbehältern

Von den besonderen Einrichtungen, die bei Wasserbehältern manchmal erforderlich sind, seien Wassermesser, Wasserstandsfernmelder und die Einrichtungen zur sicheren Erhaltung des Brandvorrates erwähnt. Die Schieberkammer eines Wasserkellers als Volldurchgangsbehälter ist besonders geeignet für den Einbau eines Wassermessers, der den gesamten Verbrauch zählt.

In Behältern, die das Wasser von einem Pumpwerk erhalten, wird ein Wasserstandfernmelder eingebaut, der entweder den jeweiligen Wasserstand im Behälter im Pumpwerk angibt oder ein solcher, der die vollständige Füllung und die Entleerung durch Signale anzeigt und auf diese Weise den Pumpenwärter aufmerksam macht. In der Abb. 433 ist ein solcher einfacher Fernmelder, wie er sich bei Wasserbehältern bewährt hat, dargestellt.

Wie schon erwähnt worden ist, wird in jedem Wasserbehälter eine gewisse Wassermenge als Löschwasser bei Bränden bereitgehalten. Damit nun dieser Vorrat tatsächlich immer vorhanden ist, hat man manchmal die Entnahmeleitung derart im Behälter angeordnet, daß das Einlaufsieb über jenem Wasserspiegel liegt, der diesem Vorrat entspricht. Durch eine zweite, tiefliegende Entnahmeleitung kann auch der Brandvorrat abgeleitet werden, doch muß dann ein eigener Schieber geöffnet werden. Die Einrichtung sichert zwar den Brandvorrat, bewährt sich aber nur, wenn der Behälter in nächster Nähe der Ortschaft liegt und wenn die rechtzeitige Bedienung des Schiebers für die Entnahme des Brandvorrates gewährleistet ist.

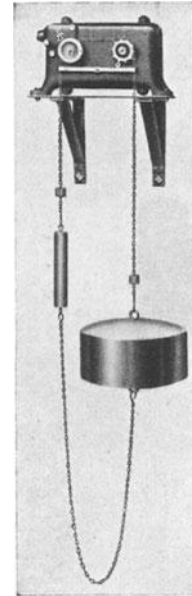


Abb. 433. Wasserstandsfernmelder von Siemens & Halske

## VIII. Die Zuleitung des Wassers von der Gewinnungsstelle in das Verbrauchsgebiet

Je nach der Höhenlage der Wassergewinnungsstelle gegenüber dem Verbrauchsgebiete erfolgt die Zuleitung des Wassers entweder unter natürlichem Gefälle (Gravitationsleitung) oder durch ein Pumpwerk. Wenn zwei Bezugsstellen zur Verfügung stehen, von denen bei der einen das Wasser unter natürlichem Gefälle, bei der andern durch ein Pumpwerk zugeleitet werden muß, so entscheidet bei der Auswahl ein Vergleich der Preise, zu denen aus den beiden Anlagen Wasser geliefert werden könnte und der Betriebssicherheit und des sonstigen Verhaltens beider Anlagen. Der Preis, zu dem das Wasser an die Verbraucher abgegeben werden kann, ergibt sich aus einer kaufmännischen Berechnung; neben diesem Preis ist aber bei der Auswahl der auszuführenden Anlage auch noch die Betriebssicherheit und der Umstand zu berücksichtigen, daß sich die Betriebskosten unter keinen Umständen in der Zukunft ermäßigen werden, da ja die Löhne und die Kosten der Betriebsstoffe in absehbarer Zeit nur steigen können. Diese beiden Umstände sprechen sehr zu Gunsten einer Anlage mit Zuleitung unter natürlichem Gefälle. Nur wenn eine Anlage mit Pumpwerk sehr wesentlich billigeres Wasser zu liefern vermag, wird man sich für sie entschließen müssen.

### a) Die Zuleitung unter natürlichem Gefälle

Zuleitung unter natürlichem Gefälle ist möglich, wenn die Gewinnungsstelle genügend hoch über dem Verbrauchsort liegt; das ist bei Quelfassungen vielfach der Fall. Die Rohrleitung wird dann für die der Wasserversorgung zugrunde gelegte Quellschüttung bemessen. Wenn die Höhenlage der Wasserfassung so groß ist, daß der Druck bei eingestellter Entnahme in dem tieferliegenden Teile der Leitung die zulässige Grenze, meist 100 m Wassersäule übersteigt, so wird an geeigneter Stelle die Leitung entweder durch eine kleine Kammer unterbrochen, in der das Wasser sich mit freiem Spiegel einstellt, oder es wird ein Druckreduzierventil eingebaut.

Die Druckunterbrechkammer sieht ähnlich aus wie eine kleine Quellstube; sie ist nichts anderes als ein kleiner Energievernichter. Das Wasser fließt in ein kleines

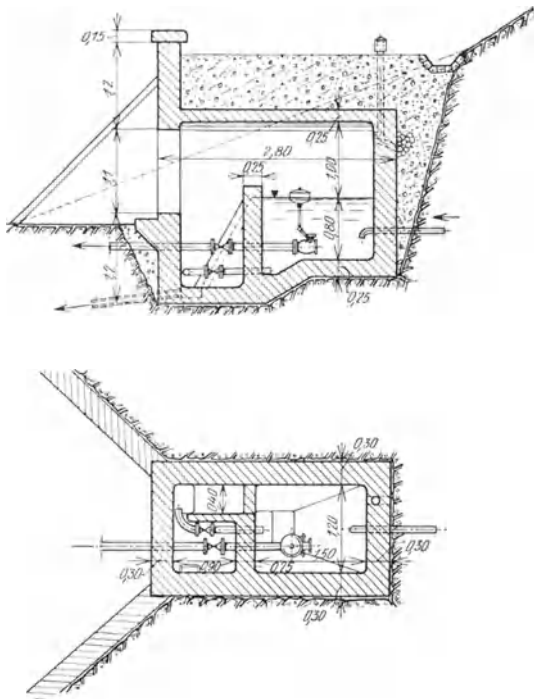


Abb. 434. Druckunterbrechungsschacht

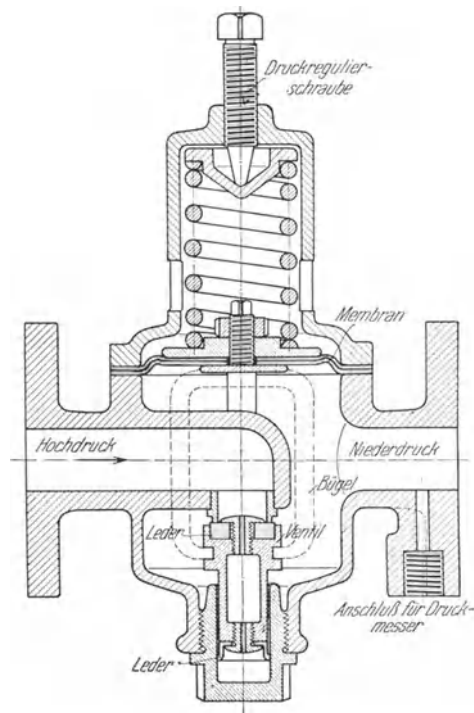


Abb. 435. Druckreduzierventil. (Hübner & Mayer, Wien)

Wasserbecken, in dem die Energie des ankommenden Wassers vernichtet wird und aus dem die Leitung wie aus einer Quellstube fortgeführt wird. Nötigenfalls kann die ankommende Leitung an einen für den Anschluß an Rohrleitungen geeigneten Energievernichter angeschlossen werden, der im Boden des Wasserbeckens untergebracht ist. Eine Ablauf- und eine Entleerungsleitung vervollständigen in der Regel die Anlage. Um zu verhindern, daß in der ankommenden Leitung das Wasser mit freiem Spiegel läuft, kann am Ende derselben ein Reglerschieber eingebaut werden. Die Drucklinie der abgehenden Leitung geht vom Wasserspiegel im Druckunterbrechungsschacht aus. Wenn kein besonderer Energievernichter eingebaut ist, muß verhindert werden, daß das Becken leer laufen kann; man baut zu diesem Zwecke in die abgehende Leitung, wie es in der Abb. 434 zu erkennen ist, ein Schwimmerventil ein, das den Ablauf drosselt, wenn der Spiegel sinkt.

Ein Druckreduzierventil ist in der Abb. 435 dargestellt; es besteht aus einem

entlasteten Ventil, das durch einen Bügel mit einer Membran in Verbindung steht, die unter der Einwirkung des Wasserdruckes auf der Niederdruckseite und einer Feder steht, deren Spannung verstellbar ist. Wenn der Druck auf der Niederdruckseite unter den beabsichtigten und mit der Feder eingestellten sinkt, so senkt die Feder die Membrane und das Ventil wird geöffnet. Das Druckreduzierventil hält den beabsichtigten Druck auf der Niederseite sowohl beim Stillstand des Wassers als auch bei allen Entnahmen und unabhängig vom Druck auf der Hochdruckseite so lange ein, solange dieser größer ist. Solche Druckreduzierventile werden in kleine Schächte eingebaut, damit sie jederzeit zugänglich sind. Auf der Hochdruckseite wird ein Absperrschieber eingebaut, damit Instandsetzungen ohne Verzögerung rasch ausführbar sind.

### b) Die künstliche Hebung des Wassers

Die künstliche Hebung des Wassers wird in der Regel bei Grundwasser und bei tiefliegenden Quellfassungen erforderlich. Die Höhenlage, auf die nun das Wasser

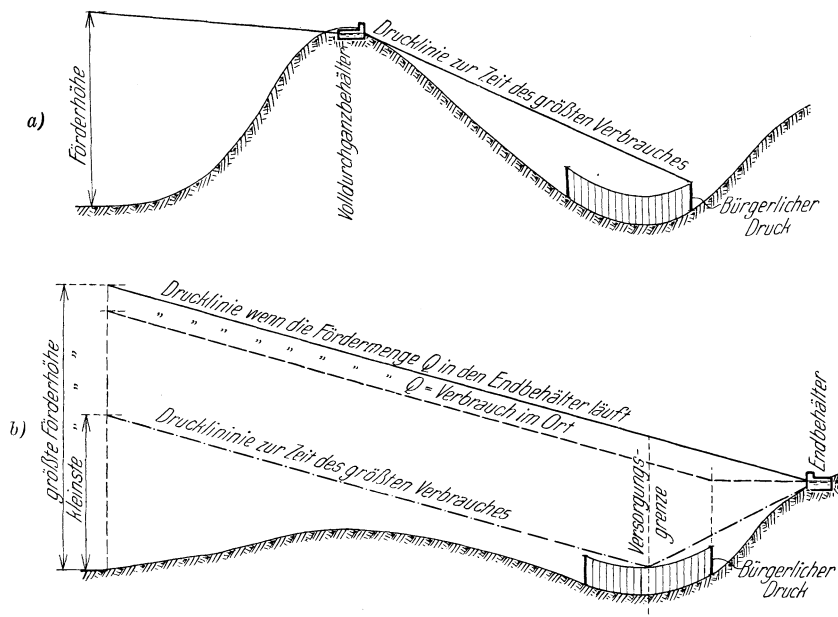


Abb. 436. Ermittlung der Förderhöhe der Pumpen; a) bei Voldurchgangsbekhaltern, b) bei Endbehältern

an der Fassungsstelle zu heben ist, hängt von der Höhenlage des ungünstigst zu versorgenden Punktes des Verbrauchsgebietes, von der Länge und dem Durchmesser der Leitung und von der Lage und der Art des Wasserbehälters ab. In den beiden Abb. 436 a und b sind einmal für ein Netz mit einem Voldurchgangsbekhalter, das anderemal für ein solches mit einem Endbehälter die erforderlichen Drucklinien und die sich ergebenden Schwankungen in der Förderhöhe der Pumpen übersichtlich dargestellt; man erkennt leicht, daß mitunter die Schwankungen der Förderhöhen beträchtliche Größe erreichen können und daß man ihnen bei der Auswahl der Pumpen und der Antriebsmaschinen Rechnung tragen muß.

Die Rohrweite der Leitung zwischen dem Pumpwerk und dem Verbrauchsgebiet liefert eine wirtschaftliche Überlegung. Je kleiner nämlich die Rohrweite genommen wird, um so billiger ist zwar die Leitung, um so rascher muß aber das Wasser fließen. Zu größeren Geschwindigkeiten gehören auch größere Druckverluste und diese be-



dingen höhere Förderkosten. Jene Rohrweite ist nun die wirtschaftlichste, bei der die Summe aus den Jahresauslagen für den Kapitalsdienst der Leitung und des Pumpwerkes, für die Erhaltung der Anlage und die Betriebskosten den kleinsten Betrag ausmacht.

Die Hebung des Wassers erfolgt, wenn von ganz untergeordneten Einzelhausversorgungen abgesehen wird, ausschließlich durch Maschinen, die im sogenannten Pumpenhaus oder dem Pumpwerk untergebracht sind. In der Regel ist die Lage des Pumpwerkes durch örtliche, ferner durch Besitz- und Rechtsverhältnisse von vornherein gegeben. Wo die Wahl zwischen mehreren Grundstücken für die Errichtung des Pumpwerkes offen steht, wird man trachten, bei vollkommener Hochwasserfreiheit das Pumpwerk möglichst nahe an den Schwerpunkt der Fassungsanlage heranzuschieben, um auf diese Weise möglichst kurze Heber- und Saugleitungen zu erhalten. Besonderes Augenmerk ist darauf zu richten, daß bei Anlagen, in denen der Antrieb durch Wärmekraftmaschinen erfolgt, die Zufuhr der Brennstoffe auf guten Wegen, bei größeren Anlagen auf einem eigenen Schlepplais möglich ist.

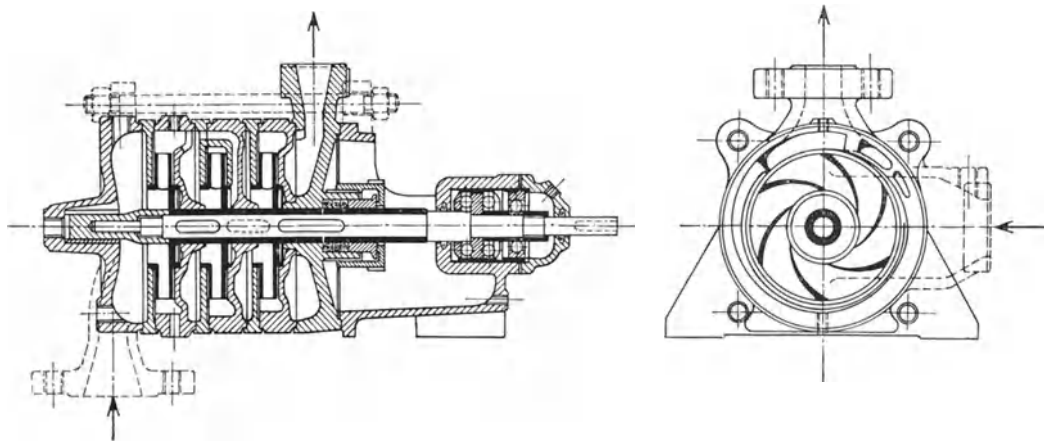


Abb. 437. Schnitt durch eine Zentrifugalpumpe (Apag, Jägerndorf)

Liegt das Pumpwerk abseits von Siedlungen, so muß auch für die Unterkunft des Personals vorgesorgt werden.

Als Wasserhebemaschinen stehen bei den Wasserversorgungsanlagen die verschiedenen Arten von Pumpen in Verwendung, die je nach der Größe und Wichtigkeit der Anlage mit der Hand, durch Elektromotoren oder von anderen Kraftmaschinen angetrieben werden. In besonderen Fällen erfolgt die Förderung durch das im Überfluß vorhandene Trinkwasser selbst, durch hydraulische Widder oder durch die sogenannte Lambachpumpe.

Als Pumpen werden in Wasserwerken jetzt fast ausnahmslos Turbopumpen (Abb. 437) (Zentrifugal-, Schleuder-, Kreiselpumpen) verwendet. Eine solche Pumpe besteht, ähnlich wie eine Turbine, aus einem Laufrad und einem Leitapparat. Das Laufrad besitzt annähernd radial verlaufende Zellen, die durch zwei Scheiben und eine Anzahl von Schaufeln gebildet werden. Das zu fördernde Wasser fließt dem Laufrad in der Nähe der Pumpenwelle zu, gerät in die Zellen des Laufrades und wird durch dieses in Umlauf gesetzt; hierbei wird das Wasser bis zur Umfangsgeschwindigkeit des Laufrades beschleunigt und nimmt Arbeit auf. Beim radialen Durchströmen der Laufradzellen erhöht sich die Pressung des Wassers infolge der Fliehkraft und die Umlaufgeschwindigkeit mit der Entfernung von der Welle; im Leitapparat wird durch geeignete Formung desselben das Wasser wieder verzögert und die Geschwindigkeits-

energie in Druckenergie umgewandelt. Durch ein einzelnes Laufrad wird meist eine Förderhöhe von 60 bis 70 m erreicht; darüber wird nur ausnahmsweise hinausgegangen. Größere Förderhöhen werden durch Hintereinanderschaltung mehrerer Laufräder auf einer Welle bewältigt. Über 6 bis 7 Laufräder auf einer Welle geht man in der Regel nicht hinaus; sind mehr Räder erforderlich, so werden zwei oder mehr Pumpen hintereinander geschaltet.

Der Antrieb der Pumpen erfolgt, weil sie mit hohen Drehzahlen laufen, am besten mit unmittelbar gekuppelten Elektromotoren (Abb. 438) oder Dampfturbinen. Antrieb durch Riemen wird nur angewendet, wenn unmittelbares Kuppeln nicht möglich ist, meist dann, wenn der Antrieb durch eine langsamlaufende Kraftmaschine erfolgt.

Für die Auswahl der Pumpengröße ist die Förderhöhe, die größte zu fördernde Wassermenge

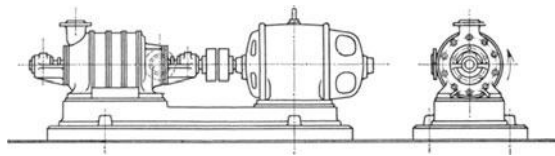


Abb. 438. Turbopumpe, gekuppelt mit einem Elektromotor. (Maffei-Schwartzkopf-Werke Berlin)

und die Drehzahl der Antriebsmaschine maßgebend. Bei Wasserversorgungsanlagen schwankt die Förderhöhe, wie es schon auf S. 333 erläutert worden ist, in beträchtlichem Maße und es ist daher erforderlich, das Verhalten der Turbopumpen bei verschiedenen Förderhöhen, aber gleichbleibenden Drehzahlen zu kennen. Wenn bei gleichbleibender Drehzahl die Förderhöhe über jene, für die die Pumpe gebaut ist, ansteigt, so sinkt die Fördermenge und gleichzeitig auch die Belastung der Antriebsmaschine, während bei abnehmender Förderhöhe die Fördermenge und die Belastung der Antriebsmaschine bedeutend zunehmen. Als Beispiel seien für eine von E. Vogel in Stockerau gebaute Pumpe mit 150 mm Anschlußstutzenweite in der nebenstehenden Tabelle 62 die Abhängigkeit der Fördermenge und des Leistungsbedarfes bei konstanter Drehzahl angeführt; ähnlich liegen die Verhältnisse bei Pumpen anderer Größen.

Man erkennt bei genauerer Betrachtung der Zahlenwerte in der obigen Tabelle, daß die Turbopumpen gegenüber Erhöhungen der Förderhöhe sehr empfindlich sind. Man wird daher die Pumpe für die größte im Betriebe vorkommende Förderhöhe

Tabelle 62. Abhängigkeit der Fördermenge  $Q$ , des Leistungsbedarfes  $N$  und des Wirkungsgrades  $\eta$  von der Förderhöhe  $H$  bei gleichbleibender Drehzahl  $n$  (nach A. Vogel, Stockerau)

Förderhöhe $H$ .....	in Teilen des Normalwertes		m	0,40	0,50	0,60	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,02	1,04	1,06	1,08	dar- über
Fördermenge $Q$ .....	1,57	1,51	1/sec	1,44	1,36	1,31	1,26	1,21	1,15	1,08	1,00	1,00	0,96	0,91	0,85	0,70	0	
Leistungsbedarf $N$ .....	1,31	1,30	PS	1,25	1,20	1,17	1,14	1,11	1,08	1,04	1,00	1,00	0,98	0,96	0,92	0,80	0,50	
Wirkungsgrad $\eta$ .....	0,48	0,58	—	0,69	0,79	0,85	0,89	0,93	0,96	0,99	1,00	1,00	1,00	0,99	0,98	0,90	0	

auswählen. Die Fördermenge und der Leistungsbedarf nehmen zu, wenn die Förderhöhe abnimmt; für die Auswahl der Antriebsmaschine wird daher wieder die kleinste im Betrieb vorkommende Förderhöhe maßgebend sein.

Die vorzusehende Motorleistung wird aus der Formel

$$(559) \quad N = \frac{QH}{75\eta} \text{ PS}$$

berechnet, wobei  $Q$  in l/sec und die Förderhöhe  $H$  in m einzusetzen ist;  $\eta$  ist der Wirkungsgrad der Pumpe. Als Förderhöhe ist nicht die geometrische, sondern die sogenannte manometrische einzusetzen, also der Spiegelhöhenunterschied zwischen Unter- und Oberwasser plus dem Druckverlust in der Saug- und in der Druckleitung.

Turbopumpen können bei leerer Saugleitung kein Wasser ansaugen, sie müssen daher entweder so eingebaut werden, daß ihnen das Wasser zuläuft oder es muß das Saugrohr vor der Aufnahme des Betriebes mit Wasser durch einen Fülltrichter angefüllt werden. Ohne zwingende Gründe soll die Saughöhe nicht über 6 m (manometrisch) genommen werden.

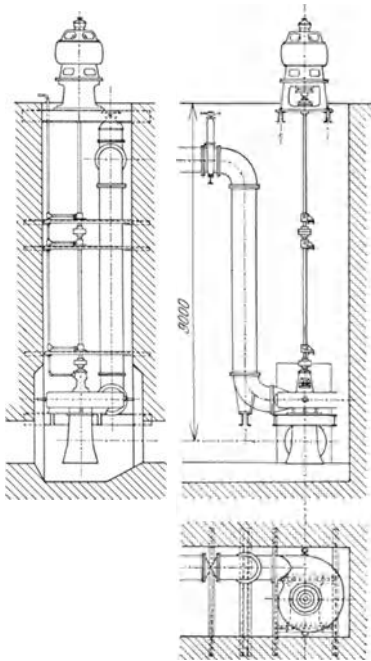


Abb. 439. Zentrifugalpumpe mit lotrechter Welle. (Nach C. Redrich)

Turbopumpen werden in der Regel mit waagrecht gebaut. Örtliche Verhältnisse zwingen nun vielfach dazu, die Pumpen tief unter dem Boden und vielfach auch tief unter dem ungesenkten Grundwasserspiegel aufzustellen. In solchen Fällen wendet man Pumpen mit lotrechten Wellen an und man stellt den unmittelbar gekuppelten Antriebsmotor über dem höchstmöglichen Wasserspiegel, am besten im Trockenem über der Bodenoberfläche auf. Je nach dem verfügbaren Raume werden Pumpen verwendet, deren lotrechte Welle neben dem Druckrohr hochgeführt ist oder es wird die Welle bei besonders beengtem Raume sogar durch das Druckrohr hochgeführt. Ein Beispiel einer solchen Anordnung ist in der Abb. 439 dargestellt.

Mammutpumpen enthalten keine beweglichen Teile und werden mit Druckluft betrieben. Die Druckluft, die ein Kompressor liefert, wird in einem eigenen Fußstück unten in die Förderleitung eingeblasen, in der sich ein spezifisch leichteres Gemisch aus Luft und Wasser bildet, das über den äußeren Wasserspiegel ansteigt. Das Förderrohr muß auf 0,5 bis 0,75 seiner Länge in das Wasser tauchen. Für die Förderung von 1 l Wasser sind 1,5 bis 1,9 l Luft von etwa 4 at Pressung erforderlich. Der Wirkungsgrad beträgt nur 0,25 bis 0,30. Die Mammutpumpen sind bis zu Bohrlochdurchmessern von etwa 100 mm herab anwendbar.

Wasserstrahlpumpen können unter Umständen ähnlich wie Mammutpumpen angewendet werden.

Bei der Lambachpumpe wird der Pumpenkolben unmittelbar vom Wasser, das im Überflusse, ähnlich wie bei einem Widder, vorhanden sein muß, angetrieben. Pumpe und Antriebsmotor sind hier zu einer Maschine zusammengebaut. Die Wirkungsweise ergibt sich ohneweiters aus der schematischen Darstellung der Pumpe in den Abb. 440 und 441; die Pumpe besitzt einen größeren Trieb- und einen kleineren Förderkolben, die miteinander verbunden sind und deren Gewicht durch ein Gegen-

gewicht nahezu ausgeglichen wird. Der Triebkolben wird vom Wasser, das aus einer höher gelegenen Fassungsstelle zuläuft, gehoben; er schiebt hierbei den Förderkolben hoch, der das Wasser aus dem kleineren Zylinder durch das Ventil *h* in die Förderleitung drückt. Wenn die Kolben in ihrer höchsten Lage stehen, werden die Ventile *e* und *f* des Triebkolbens zwangläufig derart umgeschaltet, daß der Zulauf von Wasser gesperrt und der Ablauf aus dem Zylinderraum geöffnet wird. Der Doppelkolben sinkt dann infolge seines Gewichtes herab, wobei sich das Ventil *h* schließt und durch das sich öffnende Ventil *g* Wasser in den Förderzylinder fließt. Wenn der Kolben seine tiefste

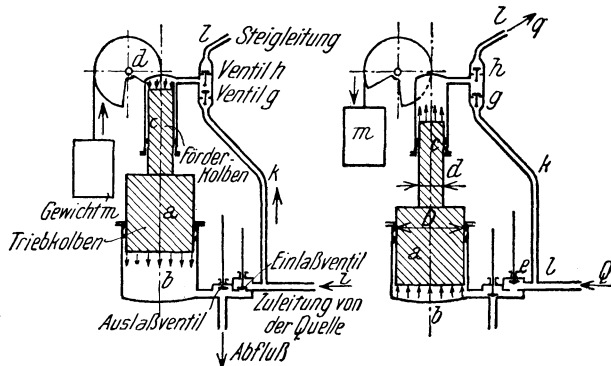


Abb. 440. Schema der Lambachpumpe. (Nach H. Meixner)

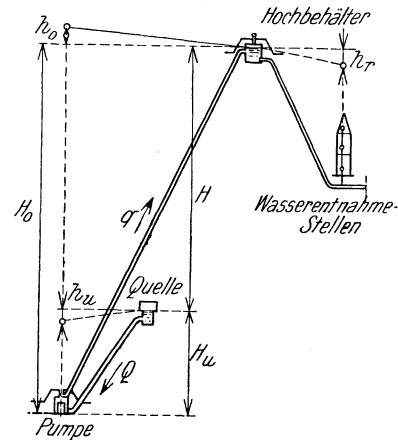


Abb. 441. Schema einer Förderanlage mit einer Lambachpumpe. (Nach H. Meixner)

Lage erreicht hat, erfolgt neuerlich eine zwangläufige Umstellung der Triebzylinder-ventile und der Kolben hebt sich wieder.

Um die Pumpe stillzusetzen, braucht man nur die Förderleitung an einer beliebigen Stelle zu sperren; nach Wiedereröffnung beginnt die Pumpe sofort wieder zu arbeiten. Sie bleibt auch bei schwankendem Zufluß in Tätigkeit, so lange dieser wenigstens 0,1 der Berechnungsmenge ausmacht. Der Zufluß *Q* und die Förderung *q* stehen zueinander in der Beziehung

$$q = \eta \frac{H_u - h_u}{H_0 + h_0} Q \tag{560}$$

wobei  $H_u - h_u$  das Nutzgefälle in der Zuleitung,  $H_0 + h_0$  die Förderhöhe unter Rücksichtnahme auf die Druckverluste  $h_u$  und  $h_0$  in den Leitungen bedeuten und  $\eta$  der Wirkungsgrad ist, der bei größeren Triebgefällen  $H_u - h_u$  bis auf etwa 0,90 ansteigt, bei großen Triebwassermengen und kleinen Gefällen fällt er bis auf 0,25.

Wenn das für Versorgungszwecke geeignete Wasser für den Antrieb nicht hinreicht, anderes Wasser aber vorhanden ist, so kann dieses für den Antrieb verwendet werden. Der Förderzylinder und der Triebzylinder erhalten dann getrennte, von einander völlig unabhängige Anschlüsse.

Der hydraulische Widder. Wird bei kleineren Verhältnissen unterhalb der Verbrauchsstelle das Wasser einer Quelle gefaßt, so kann die Hebung auch durch einen hydraulischen Widder erfolgen. Ihm fließt das Betriebswasser durch die Triebleitung zu und läuft beim Ventil *A* aus; so bald der Strömungsdruck auf dieses Ventil hinreicht, wird es gehoben und schließt plötzlich den Ablauf; infolge der Trägheit der im Triebrohr in Bewegung befindlichen Wassersäule fließt aber nun noch weiter Wasser zu, es entsteht eine unter dem Namen Widderstoß bekannte Druckanschwellung, unter deren Einfluß sich das Ventil *F* öffnet und einen Teil des zuströmenden Wassers in den Windkessel einläßt. Der Eintritt des Wassers in den Windkessel hat

ein Sinken des Druckes bei  $A$  zur Folge, so weit, daß sich das Auslaufventil  $A$  infolge seines Gewichtes senkt und der Abfluß dort wieder so lange vor sich geht, bis das

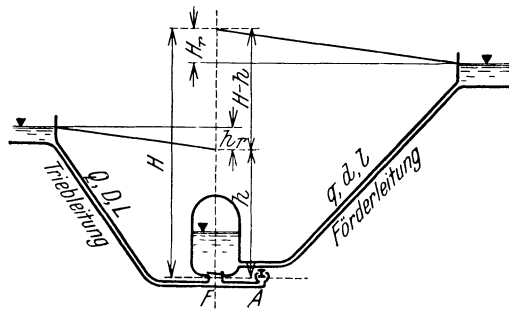


Abb. 442. Schema einer Förderanlage mit hydraulischem Widder

Wasser in der Triebleitung so weit beschleunigt ist, daß es das Ventil  $A$  wieder zuschlägt. Für die Berechnung wird (mit den Bezeichnungen der Abb. 442)

$$(561) \quad q H = \eta Q h$$

gesetzt;  $\eta$  ist der Wirkungsgrad des Widders, für den nach Versuchen von Wodicka

$$(562) \quad \eta = 1,12 - 0,2 \sqrt{\frac{H}{h}}$$

gilt; für länger im Betrieb stehende Widders empfiehlt Wodicka nur  $0,8 \eta$

zu verwenden, so daß also die Fördermenge eines solchen Widders

$$(563) \quad q = \left( 0,9 \frac{h}{H} - 0,16 \sqrt{\frac{h}{H}} \right) Q$$

beträgt. Das Triebgefälle  $h$  beträgt in der Regel  $h = 1$  bis  $25$  m, die Steighöhe  $H$  bis etwa  $200$  m und Förderleitungslängen bis  $1000$  m stehen in anstandslosem Betrieb. Die Triebleitung soll möglichst kurz sein. Der Durchmesser der Steigleitung wird in der Regel halb so groß als jener der Triebleitung gewählt.

Widders müssen, wie kaum besonders betont werden braucht, frostsicher eingebaut werden.

Die Pumpenanlage. Handelt es sich um eine kleine Versorgungsanlage für ein Einzelhaus oder eine Häusergruppe, für die die Ergiebigkeit eines einzigen Brunnens hinreicht, so wird dieser Brunnen, wie schon erwähnt, meist als Schachtbrunnen ausgeführt. Um an Kosten möglichst zu sparen, wird vielfach der über dem höchsten Grundwasserstand liegende Brunnenraum für die Aufstellung der Pumpen verwendet und es kann so ein eigentliches Pumpenhaus erspart werden. Vorbedingung für eine solche Anordnung ist die Möglichkeit des Bezuges von elektrischem Strom für den Antrieb der Pumpen; als Pumpe kommt in solchen Anlagen ausschließlich die Turbopumpe, die mit dem elektrischen Antriebsmotor direkt gekuppelt wird, in Frage. Neben dem Maschinensatz wird ein gleichzeitig als Wasserbehälter dienender Druckwindkessel untergebracht und die Inbetriebsetzung erfolgt selbsttätig durch einen Druckschalter, der den Motor in Gang setzt, wenn der Wasserstand im Windkessel infolge des Verbrauches unter eine bestimmte Lage sinkt und der den Motor wieder selbsttätig abschaltet, wenn die höchstzulässige Füllung des Kessels erreicht ist. Solche Anlagen sollen stets mit einer ausreichenden Maschinenreserve ausgestattet werden, damit während Instandsetzungsarbeiten an einer Pumpe noch ein Notbetrieb aufrecht erhalten werden kann. Es ist zweckmäßig, bei solchen Anlagen zwei gleiche Pumpenaggregate aufzustellen, von denen jedes etwa für zwei Drittel der voraussichtlichen Höchstfördermenge bemessen ist. Die Einstellung der selbsttätigen Druckschalter erfolgt derart, daß normal nur eine Pumpe anläuft, sinkt aber wegen des hohen Verbrauches trotz Arbeitens dieser Pumpe der Wasserstand im Druckkessel weiter, so setzt, wenn der Wasserstand eine bestimmte unterste Lage erreicht hat, der zweite Druckschalter die zweite Pumpe in Tätigkeit und es arbeiten nun beide Pumpen parallel, bis die höchstzulässige Füllung des Druckkessels erreicht ist, worauf durch die Druckschalter gleichzeitig beide Pumpen stillgesetzt werden. Je nach Bedarf können, um ein zu oftmaliges Angehen der Motoren zu verhindern, mehrere Kessel, die untereinander verbunden sind, aufgestellt werden. Da Wasser unter Druck viel

Luft absorbiert, so muß von Zeit zu Zeit der Luftpolster der Druckkessel ergänzt werden, wozu bei kleinen Anlagen Handluftpumpen, bei größeren kleine elektrische angetriebene Kompressoren verwendet werden.

Die Pumpen dürfen äußersten Falles 7 bis 8 m über dem niedrigsten Brunnenpiegel aufgestellt werden; die Brunnenweite muß demnach so bemessen werden, daß die Summe aus größter Spiegelabsenkung im Betrieb und Spiegelschwankung des natürlichen Grundwasserspiegels infolge der Niederschlagsschwankungen innerhalb der Jahre 7 m nicht überschreitet. In der Regel wird die Pumpe derart aufgestellt, daß die Pumpenwelle mindestens 0,5 m über dem höchsten Grundwasserspiegel liegt. Ist die Schwankung größer, so kann, wenn sie 7 m nicht wesentlich überschreitet, die Öffnung in der Maschinenbühne, die zur Besteigung des tieferliegenden Brunnenteiles angeordnet wird, nach der Abb. 443 mit einem hohen Bordrand ausgestattet sein. Reicht auch diese Anordnung nicht hin, so stellt man die Pumpe höher

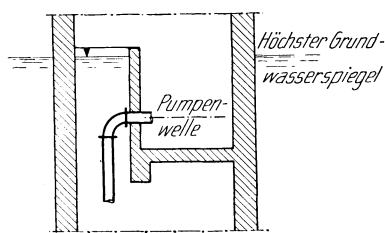


Abb. 443

erhält sie von der Pumpe selbst, indem vom Druckrohr eine Rohrleitung abzweigt und zur Wasserstrahlpumpe hinabgeführt wird. Die Pumpe muß daher größer bemessen werden, derart, daß sie die für Versorgungszwecke nötige Wassermenge und das Betriebswasser für die Strahlpumpe fördert. Mit den Bezeichnungen der nebenstehenden Abbildung gilt dann

$$\eta q h = (Q + q) H \quad (564)$$

oder

$$q = \frac{Q H}{\eta h - H} \quad (565)$$

wobei  $\eta$  ein Erfahrungswert ist, den Iben zwischen 0,08 und 0,23 liegend fand. Die Pumpe muß für eine Fördermenge  $Q + q$  bemessen werden. Die Tiefsaugeeinrichtung ist stets zu empfehlen, wenn der niedrige Wirkungsgrad der Wasserstrahlpumpe kein Hindernis bildet.

Die Bühne für die Maschinen muß dicht an den Brunnenmantel anschließen, damit keine Verunreinigungen in das Wasser im Brunnen gelangen können; insbesondere muß Tropföl sorgfältig aufgefangen und für eine Ableitung von Tropfwasser durch den Brunnenmantel in den Untergrund vorgesorgt werden, wobei jedoch dafür zu sorgen ist, daß nicht bei der in der Abb. 443 dargestellten Anordnung Grundwasser zur Pumpe gelangt. Die Pumpen und die Elektromotoren für ihren Antrieb werden mit einer gemeinsamen Grundplatte auf Betonsockel montiert, die auf der Pumpenbühne stehen und die massig ausgeführt werden sollen, damit keine Vibrationen entstehen.

Erfolgt die Wasserentnahme, wie es bei Industrierwasserbedarf vielfach vorkommt, ziemlich gleichmäßig, so können bei geringerem Wasserbedarf, den schon einige Brunnen zu decken vermögen, unter Umständen Röhrenbrunnen ohne Sammelbrunnen angewendet werden. Für die Unterbringung der Pumpe wird dann, wie es die Abb. 445 veranschaulicht, der Brunnen durch Mauerwerk erweitert, oder es wird,

über dem tiefsten Grundwasserspiegel auf und schaltet in die Saugleitung eine sogenannte Tiefsaugeinrichtung ein.

Eine solche Tiefsaugvorrichtung besteht aus einer Wasserstrahlpumpe (Abb. 444), die unten nicht höher als etwa 6 bis 7 m über dem tiefsten Brunnenwasserspiegel in das Saugrohr eingeschaltet wird; das Betriebswasser

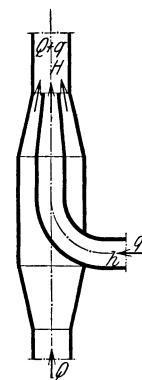


Abb. 444. Tiefsaugeinrichtung

wenn die Pumpe tief unter dem höchsten Grundwasserspiegel aufzustellen ist, der Pumpenraum als Senkbrunnen hergestellt, der unten abgeschlossen wird; der Antrieb der Pumpe erfolgt entweder durch einen direkt gekuppelten Elektromotor oder, wenn man diese Anordnung wegen allfälliger Überflutung des Pumpenraumes nicht wagt, mittels hochaufgestellten Elektromotors und Riemenübertragung. Schließlich können auch Pumpen mit lotrechter Welle und hochliegendem Motor oder Bohrlochpumpen mit wasserdicht gekapseltem Motor Anwendung finden.

Die Maschinen einer größeren Fassungsanlage können nicht mehr in einen engen Schacht untergebracht werden und sie erfordern auch in der Regel ständige Wartung, so daß für sie ein eigenes Pumpenhaus (Abb. 446) errichtet wird, das nahe den Sammelbrunnen liegen soll. Beim Entwurfe ist darauf Bedacht zu nehmen, daß alle Räume so aneinandergereiht werden, daß weder das Personal noch das Verbrauchsmaterial (Brennstoffe u. dgl.) unnütze Wege zurückzulegen brauchen und die Arbeitskraft des Personals voll ausgenutzt werden kann. Die Räume sollen trocken, heizbar, gut lüftbar, gut beleuchtet und leicht peinlich rein zu halten sein. Niemals darf die technisch richtige Grundrißbildung einer angeblich architektonisch besser wirkenden geopfert werden.

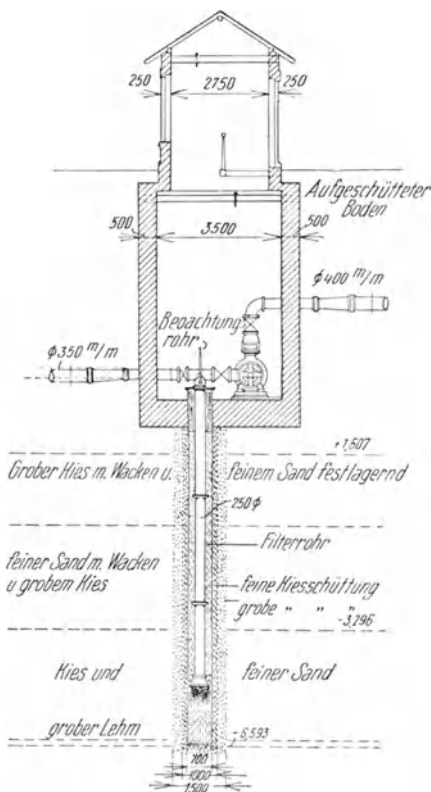


Abb. 445. Bohrbrunnen in Basel. (Bopp & Reuter, Mannheim)

Das Mauerwerk des Pumpenraumes, der ja in der Regel schon in das Grundwasser hinabreicht, muß wasserdicht hergestellt werden. Die Wandungen und der Fußboden müssen vollkommen glatt und waschbar sein, damit sich nirgends Staub ansetzen kann. Der Fußboden wird daher in Beton mit Glattputz, mit Terrazzo oder Fliesenbelag hergestellt oder asphaltiert und die Wandungen werden bei kleineren Anlagen mit Ölfarbe gestrichen, bei größeren Anlagen besser 1 bis 2 m hoch mit lichten Kacheln verkleidet. Unter dem Fußboden liegende Kabelkanäle oder Rohrgräben werden mit Riffelblech abgedeckt. Die Türen sind so weit zu machen, daß die größten Maschinenteile leicht hindurchgebracht werden können. Um beim ersten Zusammenbau und bei Instandsetzungsarbeiten Maschinenteile heben zu können, muß bei kleinen

Anlagen mindestens dafür vorgesorgt werden, daß Träger für die Befestigung von Flasenzügen über den Maschinen aufgelegt werden können, bei größeren Anlagen muß unbedingt ein Laufkran angeordnet werden.

Der Maschinenraum muß so geräumig sein, daß die Bewegung zwischen den Maschinen und die Wartung der Maschinen ohne Gefahr für die Wärter möglich ist und daß noch die größten Maschinenteile ohne wesentliche Behinderung abgelegt werden können. Überdies muß für die Möglichkeit späterer Vermehrung der Förderung derart vorgesorgt werden, daß entweder von vornherein im Pumpenraum Platz für später aufzustellende Pumpen geschaffen wird oder bei der Grundrißausgestaltung auf spätere Vergrößerung des Pumpenraumes Bedacht genommen wird.

Alle im Betrieb laufend zu beobachtenden Anzeigeapparate, wie Manometer, Vakuummeter, Tourenzähler, Wasserstandszeiger vom Sammelbrunnen und vom

Behälter, ferner bei elektrischem Antrieb die Schalttafelinstrumente und der Hauptwassermesser sollen übersichtlich angeordnet und ohne viele Wege abzulesen sein.

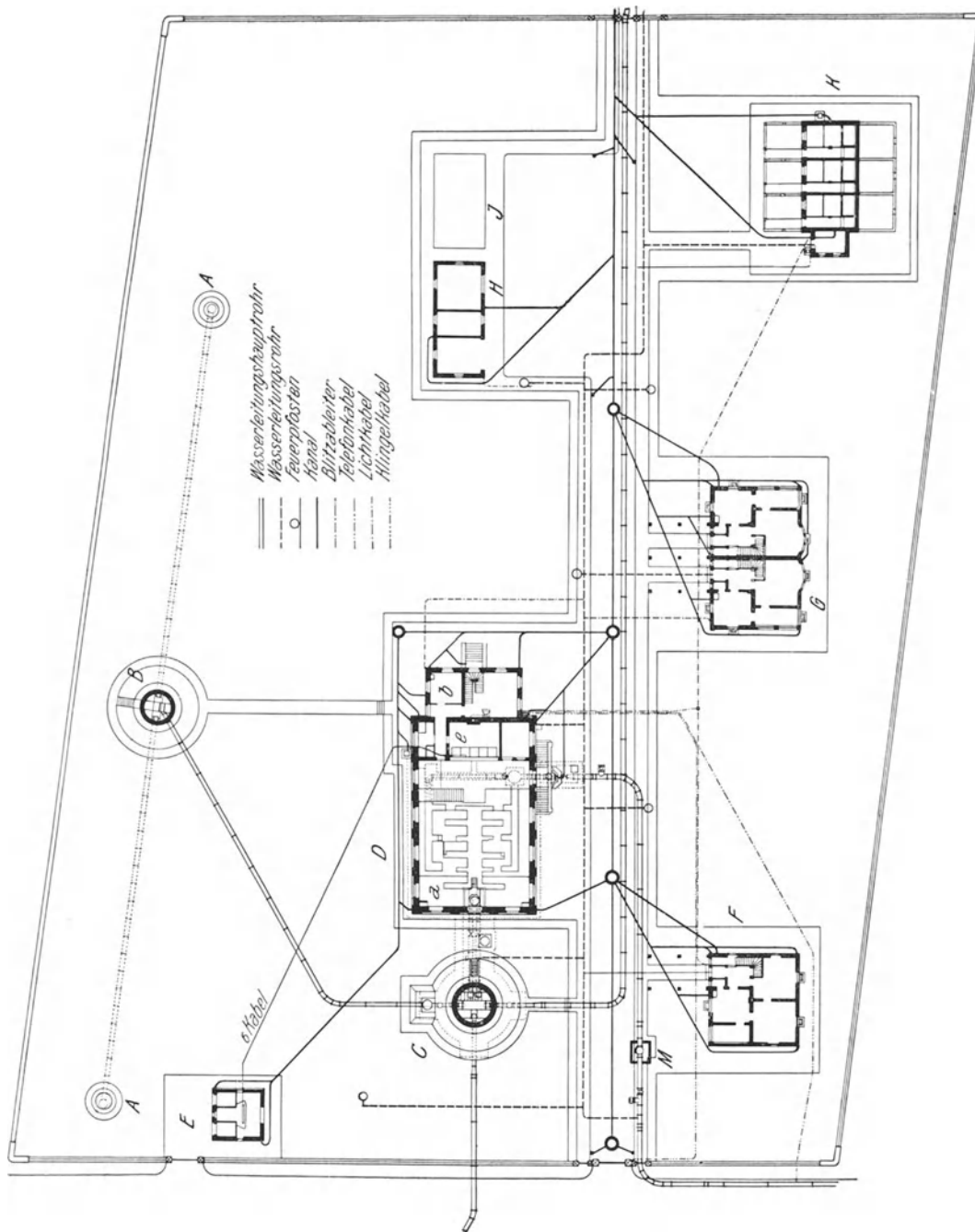


Abb. 446. Lageplan des Pumpwerkes Kenn der Wasserversorgung von Trier. A B Revisionsbrunnen, C Sammelbrunnen, D Maschinenhaus, E Spannungswandler, F Wohnung des Maschinenmeisters, G Wohnung der Maschinenwärter, H Lagerräume, J Lagerräume, K Kleinierstall, M Rückschlagklappe, a Maschinenraum, b Arbeiterraum, c Schaltraum. (Nach K. Wahl)

Der Telephonapparat gehört in die Nähe des gewöhnlichen Aufenthaltsortes des Wärters.

In jedem Pumpwerk ist für eine entsprechende Reserve an Pumpen und Antriebsmaschinen zu sorgen, damit während der unvermeidlichen Instandsetzungsarbeiten der Betrieb keine Störung erleidet. Der Umfang der Reserve in ausgeführten Anlagen



schwankt zwischen 12 und 100 v. H. der für den Betrieb erforderlichen Maschinenleistung. Für die Höhe der Reserve können keine allgemein gültigen Regeln gegeben werden; sie wird in erster Linie davon abhängen, um wieviel der tatsächliche Behälterinhalt den theoretischen, für den Ausgleich zwischen Förderung und Verbrauch notwendigen Behälterinhalt übersteigt und von der Betriebssicherheit der Antriebsmaschinen und der Zuverlässigkeit der Stromlieferung bei elektrischem Antrieb. Maßgebend ist überdies, die Reichhaltigkeit des Lagers an Ersatzteilen, die Entfernung der Lieferfirmen der Maschinen, der Umstand, ob es sich um Serienmaschinen oder Sonderkonstruktionen handelt, für die Ersatzteile nur mit langen Lieferfristen zu beziehen sind. Besonders bei elektrischem Antrieb hat man in vielen Fällen als Reserve noch eine andere Antriebsart bereitgestellt; um in solchen Fällen nicht bei den Pumpen eine 100%ige Reserve aufstellen zu müssen, ist es zweckmäßig, die Reserve derart zu gestalten, daß beim Ausbleiben des Stromes der Ersatz durch eine Wärmekraftmaschine im eigenen Werk erzeugt wird. Auf diese Weise können dieselben Antriebsmaschinen auch bei Störungen im Leitungsnetz verwendet werden und die Wärmekraftreserve kann unter Umständen auch für andere Anlagen als Reserve dienen.

Die Betriebssicherheit wird erhöht, wenn mehrere kleinere Pumpen aufgestellt werden; um an Reserveteilen zu sparen, ist die Aufstellung gleicher Pumpensätze anzustreben. Die Aufstellung der Maschinen erfolgt schrittweise, derart, daß die größte Fördermenge der Pumpen dem im Laufe der Zeit anwachsenden Bedarf angepaßt wird. Für die Größenbemessung der Maschinen ist neben dem Gesamtverbrauch die tägliche Arbeitszeit maßgebend. Als höchste tägliche Arbeitszeit können etwa 22 Stunden in Rechnung gestellt werden; die restlichen zwei Stunden sind für die Instandhaltung nötig. Werke mit anfänglich kurzer täglicher Betriebszeit können sich steigendem Bedarf durch Verlängerung der Betriebszeit anpassen und auf diese Weise die Vergrößerung der Anlage hinausschieben; die verlängerte Betriebszeit wirkt auch auf den Behälter derart zurück, daß er für den Ausgleich bei größerem Gesamtverbrauch noch ausreichen kann. Die Ausnützung der Maschinen in den meisten Wasserwerken ist recht befriedigend, sie liegt bei 46 deutschen Werken im Mittel bei 64,4 v. H. der möglichen Maximalleistung und schwankt bei den einzelnen Werken zwischen 25 und 98 v. H.

Die Auswahl der für ein Pumpwerk zweckmäßigsten Antriebsart erfolgt in erster Linie nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten; in der Regel wird es sich herausstellen, daß elektrischer Antrieb mit Strombezug aus einer größeren Ortszentrale oder aus einem Überlandnetz am günstigsten ist. Auch dann, wenn der elektrische Antrieb etwas ungünstiger als ein anderer ist, wird man mit Rücksicht auf die Reinlichkeit des Betriebes und die stete Betriebsbereitschaft doch den elektrischen Antrieb wählen.

Im Pumpenraum gelangen die Pumpen und ihre Antriebsmaschinen zur Aufstellung. Sauggasgeneratoren oder Kesselanlagen werden in unmittelbarer Nähe des Pumpenraumes, aber von diesem getrennt, angeordnet, nur in ganz kleinen Anlagen, wo ein Wärter die Maschinen und die Kessel warten muß, kann gemeinsame Unterbringung nötig werden.

Die einzelnen Pumpen werden am besten mit eigenen Saugleitungen mit dem Sammelbrunnen verbunden; wo dies mit Rücksicht auf die Raumverhältnisse nicht möglich ist, werden die Maschinen in Gruppen an eine gemeinsame Saugleitung angeschlossen. Im Sammelbrunnen erhält das Saugrohr ein Fußventil, da Turbopumpen nicht selbst ansaugen und daher das Saugrohr vor der ersten Inbetriebsetzung aufgefüllt werden muß. Liegt die Pumpenwelle tiefer als der höchstmögliche Wasserstand im Sammelbrunnen (nach längerer Betriebspause), so muß in die Saugleitung vor der Pumpe ein Schieber eingebaut werden, damit bei Instandsetzungsarbeiten

nicht durch das Saugrohr Wasser in den Pumpenraum läuft. Sind mehrere Pumpen an ein gemeinsames Saugrohr angeschlossen, so muß vor jeder Pumpe ein Schieber eingebaut werden.

Alle Druckleitungen werden an eine gemeinsame Sammelleitung (Abb. 447) angeschlossen, die ins Versorgungsnetz führt. Hinter jeder Pumpe wird ein Regulierring und eine Rückschlagklappe und hinter dem letzten Pumpenanschluß in die Druckleitung ein Wassermesser eingebaut. Im Pumpenraume wird auch noch die Entlüftungsanlage für die Heberleitung aufgestellt.

Im Anschlusse an den Pumpenraum soll eine Werkstätte angeordnet werden, in der einfachere Instandsetzungsarbeiten ausgeführt werden können; Ersatzteile, Schmier- und Putzmittel sind ebenfalls im Maschinenhaus unter Verschluss aufzubewahren.

Die Räume für die Unterbringung einer Kesselanlage bzw. einer Sauggasanlage werden möglichst nahe dem Pumpenraum verlegt, damit alle Leitungen möglichst kurz werden.

Die Unterkünfte des Bedienungspersonales sollen einfach, aber gediegen ausgeführt werden und der sozialen Stellung der Unterzubringenden angemessen sein. Die Sammlung und Ableitung der Abwässer muß so erfolgen, daß eine Verunreinigung des Untergrundes ausgeschlossen ist. Eine Verbindung von Pumpenhaus und Unterkunft ist, von allerkleinsten Verhältnissen abgesehen, nicht zu empfehlen, da insbesondere Frauen und Kinder von Arbeitsstätten ferngehalten werden sollen. Die Unterkünfte sollen in der Nachbarschaft des Pumpwerkes liegen und es ist anzustreben, das Personal mit angemessenen Heimgärten zu betreiben, weil es auf diese Weise an sein Heim gefesselt wird.

Literatur: Lueger-Weyrauch: Wasserversorgung der Städte. II. Aufl. 1914 bis 1916. Redzich, E.; Neuartige Tiefsauge-Motor-Kreislaufpumpen. Gesundheitsingenieur. Bd. 47. S. 397. 1924.

## IX. Die Verteilung des Wassers am Verbrauchsort

### a) Der Entwurf des Rohrnetzes

Das aus der Wasserfassung dem Orte zugeleitete Wasser wird durch das Ortsrohrnetz auf die einzelnen Straßenzüge verteilt. In jeder bewohnten Straße werden Rohre verlegt, die zusammengeschlossen ein Rohrnetzsystem bilden, das durch Linienzüge in einen Situationsplan eingetragen wird. Für jeden Straßenzug, in dem ein Rohr verlegt werden soll, wird ein Längenprofil gezeichnet, hierauf wird der Wasserverbrauch auf die einzelnen Straßenzüge aufgeteilt und für jeden Rohrstrang die Wassermenge ermittelt, die er zur Zeit des höchsten Verbrauches leiten muß. Dann wird der Mindestdruck, der noch an jeder Stelle des Netzes zur Zeit des stärksten Verbrauches herrschen muß, schließlich die Rohrdurchmesser und die für den Betrieb

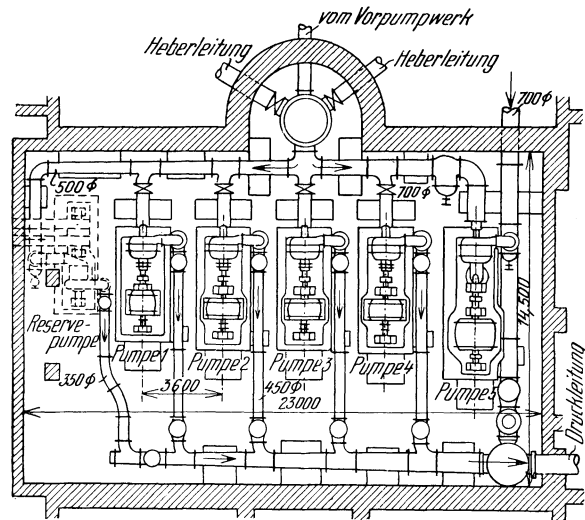


Abb. 447. Pumpwerk Niederstotzingen. (Siemens-Schuckert-Werke)

erforderlichen Schieber, Feuerpfosten, Entlüftungsventile und Entleerungen festgelegt.

Das Ortsrohrnetz hat den Zweck, die für Versorgungszwecke der Ortschaft zugeführte Wassermenge in die einzelnen Straßenzüge zur Abgabe durch die Hausanschlüsse zu verteilen. Die Verteilung kann nach zwei Rohrnetzsystemen, dem Verästelungs- oder dem Umlaufsystem erfolgen.

Beim Verästelungssystem (Abb. 448 a) zweigen vom Hauptstrang Nebenstränge ab, die sich ähnlich den Rippen eines Blattes in immer kleinere Leitungen verästeln. Jeder Punkt des Rohrnetzes kann nur von einer Seite Wasser erhalten, so daß bei einem Rohrbruche im ganzen, vor der schadhaften Stelle liegenden Teil des Stranges die Wasserversorgung unterbunden ist, wodurch neben den Unannehmlichkeiten des gestörten Wasserbezuges bei Feuersbrünsten ernste Folgen entstehen können. In den Endsträngen, wo die Entnahme zeitweise sehr gering ist, kommt das Wasser zur Ruhe und ändert hiebei in äußerst nachteiliger Weise seine Beschaffenheit. Solche Rohrnetze werden nur ausgeführt, wenn keine Möglichkeit besteht, sie

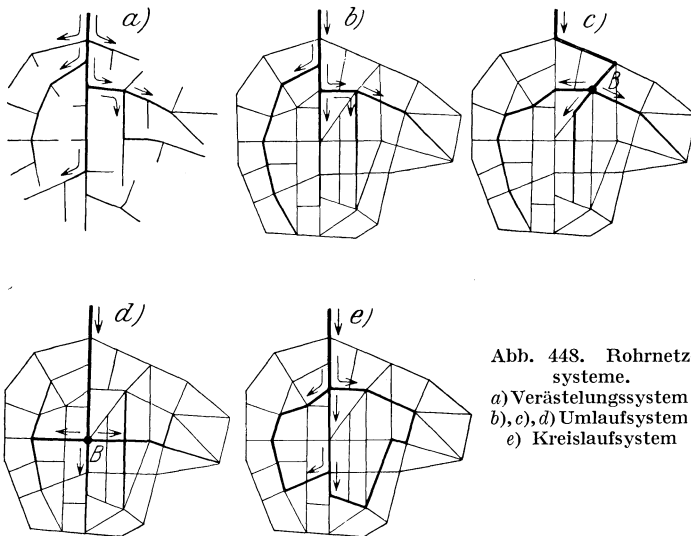


Abb. 448. Rohrnetzsysteme.  
a) Verästelungssystem;  
b), c), d) Umlaufsystem;  
e) Kreislaufsystem

durch Verbindung der Strangenden in das Umlaufsystem überzuführen. Bei ganz kleinen Ortsnetzen bilden die Verästelungsleitungen die Regel, weil dort meist Verbindungswege an den Strangenden fehlen und überdies bei der am Umfange des Ortes meist schon sehr schütterten Verbauung und den geringen zur Verfügung stehenden Mitteln Verbindungsleitungen wirtschaftlich nicht zu rechtfertigen wären.

Beim Umlaufsystem (Abb. 448 b bis d) kann jeder Punkt des Versorgungsgebietes von zwei Seiten Wasser beziehen und alle Stränge sind miteinander verbunden. Bei Rohrbrüchen braucht nur der unmittelbar betroffene Strang ausgeschaltet zu werden, das ganze übrige Gebiet erhält, wenigstens notdürftig, durch die aneinandergeschlossenen Leitungen Wasser.

Die Linienführung der Hauptstränge im Orte hängt von der Stelle ab, wo die Förderleitung den Ort erreicht und von der Höhenlage der Straßenzüge, die zu versorgen sind. Grundsätzlich soll das Wasser dem „ungünstigsten“ zu versorgenden Punkt mit möglichst wenig Umwegen zugeführt werden und die Hauptstränge sollen auf die Rückenlinien des Geländes verlegt werden, so daß das Wasser tunlichst in der Richtung der Bodenneigung fließt. Weitgehenden Einfluß auf die Linienführung der Hauptstränge übt auch der Standort des Behälters und die Benützung als Volldurchgangs- oder als Endbehälter.

Eine Abart des Umlaufsystems ist das sogenannte Kreislaufsystem (Abb. 448 e), bei dem man um den Kern der Ortschaft und manchmal auch in der Nähe des Umfanges Ringleitungen legt, die überbemessen sind und entweder mit durchwegs gleichen oder annähernd gleichen Durchmesser ausgeführt werden. Das Übermaß über die zur Fortleitung des erforderlichen Wassers unbedingt nötigen Rohrdurch-

messer ist willkürlich und wird lediglich aus Sicherheitsgründen und zur Verbesserung der Druckverhältnisse in den von der Speisestelle entfernten Gebieten des Rohrnetzes ausgeführt.

Auf Grund der nach  $n$  Jahren zu erwartenden Einwohnerzahl  $E$  (vgl. S. 232), der für den Kopf und Tag festgesetzten mittleren Verbrauchsmenge (vgl. S. 234) und der dem Charakter der zu versorgenden Ortschaft zukommenden Ganglinie (vgl. S. 236) des täglichen Verbrauches wird der größte stündliche Verbrauch  $Q_{\max}$  und daraus der größte Verbrauch in der Sekunde  $Q = \frac{Q_{\max}}{3600}$  ermittelt. Dieser Verbrauch muß nun zweckmäßig auf die einzelnen Rohrstränge aufgeteilt werden. Für diese Aufteilung sind verschiedene Verfahren im Gebrauch; das sicherste besteht darin, daß man die zu versorgende Ortschaft nach der Art der Verbauung in verschiedene Gebiete unterteilt und für jedes derselben aus der Wohndichte (Köpfe/ha) oder durch unmittelbare Erhebung die auf den laufenden Meter Straße entfallende durchschnittliche Einwohnerzahl und aus ihr die größte Wasserabgabe in der Sekunde auf den laufenden Meter Straßlänge bestimmt. Auf Grund des Rohrnetzplanes wird dann weiter für jeden Rohrstrang die Wassermenge berechnet, die er für Versorgungszwecke zu liefern hat. Wird an irgendeiner Stelle des Netzes besonders viel Wasser verbraucht, z. B. durch einen gewerblichen Betrieb, ein Eiswerk, eine Brauerei, ein Bad oder dergleichen, so muß dieser Verbrauch besonders ermittelt und bei der Verbrauchsaufteilung berücksichtigt werden.

Bei der Bemessung der Rohrweiten muß aber neben dem Wasser für Versorgungszwecke auch noch auf den Löschwasserbedarf der Feuerwehr Rücksicht genommen werden. Man nimmt daher am Ende des jeweils zu bemessenden Rohrstranges, in den Feuerposten eingebaut sind, einen Brand, den sogenannten „wandernden Brand“ an und schlägt zur jeweiligen höchsten Trinkwassermenge einen Löschbedarf von in der Regel 10 l/sec zu. Nur in Gassen mit wenig wertvollen und weit auseinanderliegenden Bauwerken kann der Löschbedarf auf etwa 5 l/sec ermäßigt werden. In ganz kleinen Ortschaften, in denen es wegen der geringen finanziellen Leistungsfähigkeit der Einwohner auf besondere Sparsamkeit ankommt, kann für die Bemessung der Rohrleitungen der Löschbedarf der Feuerwehr und statt des größten Verbrauches der mittlere diesem zugerechnet werden, weil erfahrungsgemäß in solchen Orten während eines Brandes das häusliche Leben ruht und die Bewohner Löschhilfe leisten.

In einem Rohrnetz müssen zur Zeit des stärksten Verbrauches an allen Stellen Drücke herrschen, die unter eine gewisse Grenze nicht herabgehen; dieser Grenzdruck, der „bürgerlicher Druck“ genannt wird, hängt in erster Linie von der Bauweise ab und es wird in der Regel gefordert, daß in jedem Hause zur Zeit des größten Verbrauches in der höchstgelegenen Zapfstelle noch ein Druck von einigen Metern, etwa 4 m Wassersäule herrscht. Rechnet man für ein Stockwerk eine Höhe von etwa 4 m, so beträgt dieser Mindestdruck bei einstöckiger Verbauung etwa  $(2 \times 4) + 4 = 12$  m, bei zweistöckiger  $(3 \times 4) + 4 = 16$  m, bei dreistöckiger  $(4 \times 4) + 4 = 20$  m Wassersäule.

Nun ist aber noch zu entscheiden, ob der bürgerliche Druck nur bei der größten Entnahme für Versorgungszwecke herrschen soll oder ob er auch während der Entnahme von Löschwasser durch die Feuerwehr vorhanden sein muß. Vielfach wird, besonders in großen Orten, diese letztere Forderung erfüllt, weil die hohe wirtschaftliche Bedeutung der zu schützenden Gebäude und die finanzielle Leistungsfähigkeit zu höheren Anforderungen an die Wasserleitung berechtigen. In kleinen Ortschaften, besonders dann, wenn das Wasser gepumpt werden muß, müssen derartige Forderungen aber oft als übertrieben und wirtschaftlich nicht gerechtfertigt be-

zeichnet werden. An den Feuerpfosten werden nirgends Schläuche mit Strahlrohren aufbewahrt und das Herausschaffen derselben aus dem Feuerwehrhause erfordert meist eben so viel Zeit wie das Heranschaffen einer Feuerspritze. Für die erste Feuerbekämpfung werden in gewerblichen Betrieben, die fast ausnahmslos ebenerdig liegen, höchstens Schläuche mit Strahlrohren bereitgehalten, die 3 bis 4 l/sec verbrauchen. Statt in kleinen Orten übertrieben hohe Drücke zu verlangen, ist es wirtschaftlicher, die Rohre und Drücke so zu bemessen, daß der für Versorgungszwecke erforderliche Druck überall vorhanden ist und daß das Löschwasser von 10 l/sec der an einen Feuerpfosten angeschlossenen Pumpe noch mit einem Druck von 4 bis 5 m Wassersäule zuläuft, den höheren Druck für Löschzwecke aber jeweils mit der Löschpumpe zu erzeugen.

Als Beispiel dafür, wie maßgebend diese Festlegungen für die Kosten einer Wasserleitung sind, sei das folgende Beispiel angeführt: Der größte Verbrauch in einer Häusergruppe am Ende einer 500 m langen Leitung beträgt 3 l/sec; ein mit einem Hanfschlauch an den Hydranten angeschlossenes Strahlrohr verbrauche 4 l/sec und der Wasserbedarf der Feuerspritze betrage 10 l/sec. Die Häusergruppe sei drei Stock hoch, so daß also der bürgerliche Druck etwa 20 m beträgt. Am Be-

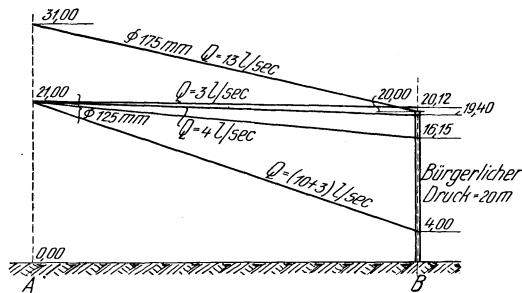


Abb. 449. Drucklinien bei verschiedenen Entnahmen

Druckverlust in der Schlauchleitung 10 v. H. der Schlauchlänge beträgt, so müßte, wenn am Strahlrohr noch ein Druck von 7 m gefordert wird, der Druck am Hydranten zur Zeit der stärksten Entnahme (13 l/sec)  $4 \times 4 + 0,1(50 + 16) + 7 = 29,60$  m betragen, d. h. der Druck am Rohranfang wäre nun ohne Berücksichtigung des Druckverlustes im Strang schon um 8,60 m zu klein. Würde er am Rohranfang um 10 m erhöht, so stünde ein Druckverlust im Strang von 2,40 m zur Fortleitung des Wassers zur Verfügung und es wäre trotz der ausgiebigen Druckerhöhung überdies noch ein Rohrstrang von 175 mm Weite nötig. Man erkennt leicht, daß so weitgehende Wünsche hinsichtlich des Druckes bei Löschwasserentnahme in kleinen Orten nicht gerechtfertigt sind, daß vielmehr die Anschaffung einer guten Feuerspritze wirtschaftlich vorteilhafter ist.

Wird der Rohrstrang derart bemessen, daß das volle Löschwasser eben noch sicher aus dem Feuerpfosten ausläuft, so werden allerdings auch während der Dauer des Brandes nur die ebenerdig gelegenen Zapfstellen überhaupt Wasser liefern. Das fällt aber nicht ins Gewicht, da ja in kleinen Orten (und nur von solchen war ja bisher die Rede) zu Zeiten eines Brandes in allen den Brandobjekten benachbarten Häusern alle häusliche Arbeit ruht und die Bewohner sich an der Löscharbeit beteiligen.

In größeren Orten tritt der Einfluß des geforderten Druckes bei Entnahme von Löschwasser im inneren Teil des Ortes mehr zurück, da dort der Durchfluß durch die Rohre für Versorgungszwecke wesentlich höher ist, der Löschbedarf aber unverändert 10 l/sec beträgt.

ginnne der Rohrleitung betrage der Druck 21 m. Wird ein 125 mm weites Rohr verlegt, so ergeben sich bei den verschiedenen Entnahmekombinationen die in der Abb. 449 dargestellten Drücke am Ende der Leitung. Würde aber die Forderung gestellt, daß die Feuerbekämpfung unmittelbar aus dem Strahlrohre möglich sein muß, so würde ein wesentlich weiteres Rohr und hohe Drücke am Anfang nötig sein. Nimmt man an, daß der Hydrant 50 m vom Brand entfernt ist und daß der

Für die Berechnung der Rohrweiten von Wasserleitungsrohren wurden eine große Anzahl von Formeln aufgestellt, von denen aber nur wenige nach dem heutigen Stand der Erfahrungen an Rohrnetzen überhaupt für die Bemessung von Wasserleitungen als brauchbar angesehen werden können. Als verlässliche Formeln für die Berechnung von Wasserleitungsnetzen gelten jene von Kutter (Abb. 450)

$$Q = \frac{39,25 D^3}{2m + \sqrt{D}} \sqrt{J} \quad (566)$$

in der für gebrauchte Rohre bei reinem Wasser  $m = 0,25$ , bei Wasser, das zur Krustenbildung neigt,  $m = 0,35$  zu setzen ist, und jene von Biegeleisen und Bukovsky

$$J = a \frac{Q^{1,9}}{D^{4,9}} \quad (567)$$

in der für neue Rohre  $a = 0,0019$  und für gebrauchte Rohre  $a = 0,004061$  gilt;  $D$  bedeutet in den Formeln den Rohrdurchmesser und  $J$  das Gefälle der Drucklinie. Abzweige, Bögen, Schieber u. dgl. werden bei der Berechnung nicht besonders berücksichtigt.

Die aus den Formeln ermittelten Rohrweiten werden auf die nächsten handelsüblichen abgerundet; für die Straßenstränge werden die Rohre in den folgenden Weiten hergestellt: 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275, 300, 325, 350, 375, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 750, 800, 900, 1000, 1100, 1200 mm.

Rohre, an die Feuerpfosten angeschlossen werden, sollen in kleinen Orten grundsätzlich nicht unter 80 mm, in Städten nicht unter 100 mm weit genommen werden, weil sich erfahrungsgemäß bei engeren Rohren im Betriebe, besonders wenn das Wasser zu Krustenbildung neigt, vielfach Störungen ergeben. Die größten mittleren Geschwindigkeiten, die sich im Betriebe in einer Rohrleitung einstellen, sollen 1,5 m/sec nicht übersteigen.

Die oben angeführten Formeln gelten für Rohre, die die Wassermenge  $Q$  auf ihrer ganzen Länge führen müssen; in Straßenleitungen erfolgt aber eine allmähliche Abgabe des Wassers, die zur Folge hat, daß das im Rohr verbleibende Wasser immer langsamer fließt. Die Druckverluste sind in diesem Falle kleiner als dann, wenn die am Rohranfange eintretende Wassermenge bis ans Ende durchläuft; unter Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhen können sie leicht berechnet werden. Es

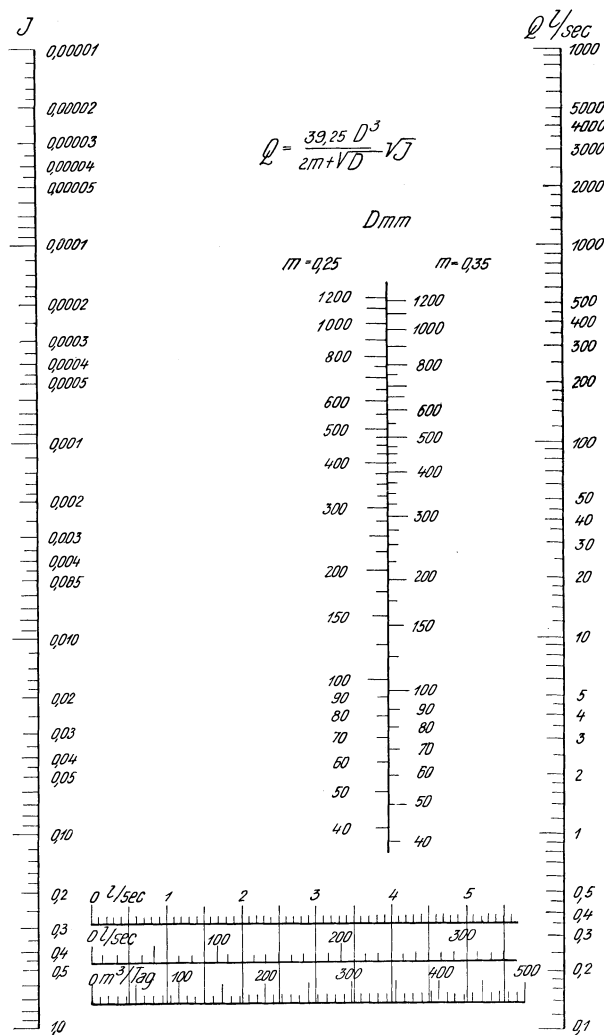


Abb. 450. Nomogramm der Formel von Kutter zur Berechnung von Wasserleitungsrohren mit den Rauigkeiten  $m = 0,25$  und  $m = 0,35$

sind hiebei zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem, ob am Ende der Leitung noch Wasser weiter läuft oder nicht. Die Rechnung sei unter Verwendung der Formel von Biegeleisen und Bukovsky durchgeführt; die Anwendung der Formel von Kutter führt zu ganz ähnlichen Ergebnissen.

Wenn die gesamte, am Rohranfang einlaufende Wassermenge  $Q_s$  gleichmäßig über die Stranglänge  $L$  verteilt abgegeben wird, so beträgt im ersten Rohrabschnitt von der Länge  $x$  die Wasserabgabe  $\frac{Q_s}{L} x$  und der Durchfluß  $Q_s \frac{L-x}{L}$  läuft im Rohre von der Stelle  $x$  weiter. Die Drucklinie hat dann an der Stelle  $x$  die Neigung

$$(568) \quad J = \frac{dh}{dx} = \alpha \frac{1}{D^{4,9}} \left[ \frac{Q_s}{L} (L-x) \right]^{1,9}$$

und der Druckverlust bis zur Stelle  $x$  beträgt

$$(569) \quad h = \alpha \frac{Q_s^{1,9}}{D^{4,9}} \int_0^x \left( 1 - \frac{x}{L} \right)^{1,9} dx = -\frac{\alpha}{2,9} \frac{Q_s^{1,9}}{D^{4,9} L^{1,9}} [(L-x)^{2,9} - L^{2,9}]$$

und der Gesamtdruckverlust am Ende des Stranges von der Länge  $L$  ist schließlich

$$(570) \quad H = \frac{\alpha}{2,9} \frac{Q_s^{1,9}}{D^{4,9}} L$$

d. i. also nur rund ein Drittel jenes Druckverlustes, der sich einstellt, wenn  $Q_s$  erst am Ende des Rohres entnommen wird.

Wenn am Rohranfang die Wassermenge  $Q = Q_s + Q_e$  eingeleitet und davon auf der Stranglänge  $L$   $Q_s$  gleichmäßig abgegeben wird, so kann zur Berechnung des Druckverlustes die frühere Gleichung (569) benützt werden. Wenn man annimmt, daß die am Rohrende auslaufende Wassermenge  $Q_e$  in einem als Verlängerung gedachten gleichweiten Rohr gleichmäßig und ebenso wie im vorhergehenden Rohr abgegeben wird, so müßte dieses Verlängerungsrohr die Länge  $\frac{Q_e}{Q_s} L$  haben. In der Gleichung (569) ist dann zu setzen

$$Q_e + Q_s \text{ für } Q_s,$$

weiter

$$L + \frac{Q_e}{Q_s} L = L \left( 1 + \frac{Q_e}{Q_s} \right) \text{ für } L$$

und

$$L \text{ für } x$$

und man hat dann für den Druckverlust auf der Rohrlänge  $L$

$$(571) \quad \begin{aligned} H &= -\frac{\alpha}{2,9} \frac{(Q_e + Q_s)^{1,9}}{D^{4,9}} \left[ L \left( 1 + \frac{Q_e}{Q_s} \right) \right]^{1,9} \left\{ \left[ L \left( 1 + \frac{Q_e}{Q_s} \right) - L \right]^{2,9} - L^{2,9} \left( 1 + \frac{Q_e}{Q_s} \right)^{2,9} \right\} \\ &= -\frac{\alpha}{2,9} \frac{Q_s^{1,9} L}{D^{4,9}} \left\{ \left( \frac{Q_e}{Q_s} \right)^{2,9} - \left( 1 + \frac{Q_e}{Q_s} \right)^{2,9} \right\} \\ &= -\frac{\alpha}{2,9} \frac{Q_s^{1,9} L}{D^{4,9}} \cdot \beta \end{aligned}$$

In der folgenden Tabelle 63 sind zur Vereinfachung der Ausrechnung einige Werte der Funktion  $\beta$  berechnet.

Tabelle 63

$\frac{Q_s}{Q_e + Q_s}$	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$-\beta$	209,13	145,01	106,06	80,67	63,21	50,70	31,31	21,17	11,02	6,46	4,09	2,69	1,89	1,35	1,00

Für die Berechnung von Rohrleitungen mögen nun zur Erläuterung einige Beispiele folgen.

1. Beispiel: Gegeben ist der Abfluß  $Q$  aus einem Behälter, die Rohrlänge  $L$ , die Höhenlage des tiefsten Spiegels im Behälter, der bürgerliche Druck  $B$  und es wird der Durchmesser  $D$  der Leitung gesucht (Abb. 451).

Es beträgt der zur Verfügung stehende Druckverlust  $H$ , daher das Gefälle  $J = \frac{H}{L}$  und der Durchmesser  $D$  folgt ohne weiteres aus der Formel von Kutter

$$Q = \frac{39,25 D^3}{2m + \sqrt{D}} \sqrt{J} \tag{566}$$

oder aus jener von Biegeleisen und Bukovsky

$$J = a \frac{Q^{1,9}}{D^{4,9}} \tag{567}$$

2. Beispiel: Zweigt von einem Strang ein zweiter ab, so ist die Berechnung der Rohrdurchmesser hydraulisch nicht mehr eindeutig; es sind hydraulisch ver-

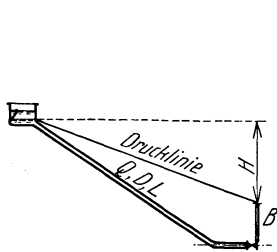


Abb. 451. Einfache Rohrleitung

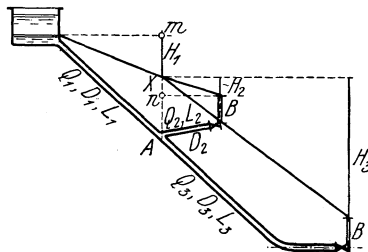


Abb. 452. Rohrstrang mit einem Abzweig

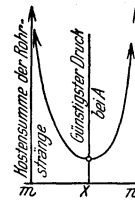


Abb. 453. Zeichnerische Ermittlung des Kostenminimums

schiedene Lösungen möglich und die günstigste auszuführende ergibt sich aus einer Betrachtung der Kosten der Rohrstränge. Die Druckhöhe an der Verzweigungsstelle  $A$  kann innerhalb der Grenzen  $m$  und  $n$  beliebig angenommen werden und zu jeder Annahme gehören drei bestimmte Rohrdurchmesser. Zu jedem angenommenen Druck in der Verzweigungsstelle gehören daher auch bestimmte Ausführungskosten der Rohrstränge. Wird der Wasserspiegel in einem bei  $A$  gedachten Standrohr bei  $m$  angenommen, so steht im ersten Rohrstrang der Druckverlust  $H_1 = 0$  und mithin das Gefälle  $J_1 = 0$  zur Verfügung. Der Rohrdurchmesser müßte bei diesem Gefälle  $J_1 = 0$  unendlich groß sein, damit noch die Wassermenge  $Q_1$  durchfließt; gleichzeitig werden aber auch seine Kosten unendlich groß. Ähnlich werden bei einem in  $n$  angenommenen Druckspiegel die Kosten des Rohrstranges 2 unendlich groß. Trägt man für mehrere angenommene Druckspiegellagen zwischen  $m$  und  $n$  die Kostensumme der Rohrstränge so wie es die Abb. 453 andeutet auf, so ergibt sich deutlich für eine bestimmte Druckspiegellage ein Kostenminimum und man wird die dieser Spiegellage entsprechenden Rohrweiten verlegen. Da bei einer solchen Untersuchung die Rohrweiten in der Regel nicht so weit schwanken, daß die Weiten der Rohrgräben sich verändern, so genügt es in der Regel, nur die Gewichte der Rohre



zu berücksichtigen und statt der Kostensumme die Gesamtgewichte der Rohrstränge aufzutragen.

3. Beispiel: Ähnlich wird die Berechnung der Rohrweiten ausgeführt, wenn eine Stelle z. B. von zwei verschiedenen hochliegenden Quellen (Abb. 454) mit Wasser zu versorgen ist. Der Druckspiegel in  $A$  kann auch hier beliebig zwischen  $m$  und  $n$  angenommen werden und die Betrachtung der Rohrkosten liefert die wirtschaftlichste Druckspiegellage. Würde der Druckspiegel über  $m$  angenommen, so liefe aus der Quelle II kein Wasser in den Strang und aus der Quelle I liefe noch ein Teil der Schüttung zur Quelle II; würde andererseits der Druckspiegel unter  $n$  angenommen, so würde der bürgerliche Druck an der Versorgungsstelle nicht erreicht oder es würde

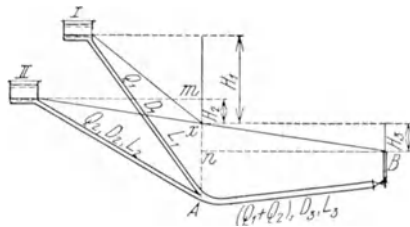


Abb. 454. Ableitung von zwei Quellen

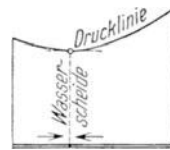


Abb. 455. Verbindungsstrang

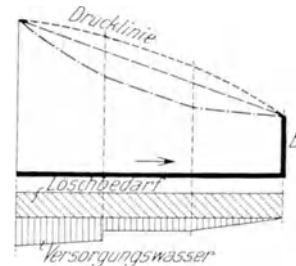


Abb. 456. Mögliche Drucklinien

nicht die geforderte Wassermenge aus den Quellen an die Versorgungsstelle gelangen können.

Zu Ringen geschlossene Rohrleitungen müssen zur Berechnung an jener Stelle durchgeschnitten angenommen werden, an der das Wasser eben ruhig steht; dieser Punkt wird Wasserscheide oder Versorgungsgrenze genannt. Die beiden Leitungsteile werden als Rohrstränge, so wie es früher erläutert wurde, berechnet und derart bemessen, daß der Druck an der Wasserscheide in beiden Leitungen gleich groß ist; ergibt sich ein größerer Druckunterschied, so muß die Wasserscheide gegen den Strang mit niedrigerem Druck verschoben und die Rechnung wiederholt werden.

Wenn die Versorgung eines Straßenzuges durch einen Strang erfolgt, der zwischen zwei Speisesträngen (Abb. 455) verläuft, so fließt im allgemeinen von beiden Seiten Wasser ein und es muß auch hier die Wasserscheide angenommen werden. Wenn die Wasserabgabe gleichmäßig über die Länge verteilt erfolgt, so liegt die Wasserscheide umso näher beim Strang mit niedrigerem Druck, je größer der Überdruck in anderen ist.

Wenn ein längerer Rohrstrang zu bemessen ist, der an verschiedenen Stellen Wasser abgibt, in dem also der Durchfluß abnimmt, so sind hydraulisch wieder viele Lösungen möglich, von denen jene mit den geringsten Kosten ausgeführt wird.

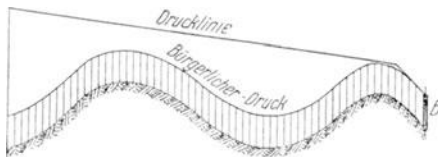


Abb. 457. Drucklinie beim billigsten Rohrstrang

In so einem Rohrstrang nimmt entsprechend der Abnahme des Durchflusses auch die Rohrweite ab und es ergeben sich, je nachdem, wie die Verjüngung des Stranges angenommen wird, verschiedene Drucklinien. In der Abb. 456 sind einige solche Drucklinien eingezeichnet; die billigste Lösung ergibt die gestrichelte Drucklinie. Ihr entspricht ein

Rohrstrang mit etwas engeren Rohren und steiler abfallender Drucklinie in jener Strecke, in der der Durchfluß noch größer ist. Gegen das Ende des Stranges hin, wo die Durchflüsse schon klein sind, werden die Rohre so gewählt, daß die Druck-

linie flacher als am Anfang verläuft. Verläuft der Rohrstrang durch verschieden hohes Gelände, so ist es zweckmäßig, über der Geländelinie die überall geforderten Mindestdrücke  $B$  aufzutragen; der billigste Rohrstrang schmiegt sich möglichst nahe dieser Linie, etwa so wie es in der Abb. 457 dargestellt ist, an.

Ganz besonders sei nochmals hervorgehoben, daß bei der Bemessung der Rohrleitungen auf die handelsüblichen Rohrweiten zu achten ist und daß es aus diesem Grunde hinreicht, die nötigen Rohrweiten aus einer nomographischen Darstellung der angewendeten Röhrenformel (vgl. S. 347, Abb. 450) abzulesen.

Wenn die zu versorgende Ortschaft sich über ein Gebiet erstreckt, in dem größere Höhenunterschiede vorkommen, so kann es manchmal, besonders bei künstlicher Hebung, vorteilhaft sein, das Versorgungsgebiet entsprechend der Höhenlage der Straßenzüge in Versorgungszonen zu unterteilen. Die Teilung muß erfolgen, wenn die Höhenunterschiede 80 bis 100 m überschreiten, weil bei höheren Drücken die Hauseinleitungen in der Anlage und Unterhaltung zu kostspielig werden.

#### b) Die Baustoffe der Rohrleitungen und deren Formstücke

Die Rohrleitungen im Straßennetze von Trinkwasserleitungen werden aus Gußeisen oder Stahl, in besonderen Fällen auch aus Holz oder Eternit ausgeführt. Die Entscheidung, welcher Baustoff im gegebenen Falle anzuwenden ist, hängt neben dem Preise vom Verhalten des betreffenden Baustoffes im Untergrund und dem Wasser gegenüber ab.

Gußeisen bietet den besonderen Vorteil, daß es infolge der Gußhaut, die sich an seiner Oberfläche bildet, gegenüber den meisten Stoffen im Boden sehr widerstandsfähig ist. Gußrohre sind aber schwer, brechen leichter als Stahlrohre und haben nur die geringe Baulänge von 3 bis 5 m. Die Gußrohre werden bei einem Innendruck von 20 at geprüft und bei Betriebsdrücken bis zu 10 at verwendet. Für ganz geringe Innendrucke können gußeiserne Gasrohre verwendet werden, die bei Innendrücken von 10 at geprüft sind. Die Wandstärke dieser Rohre ist geringer als die der normalen, während der Außendurchmesser beider gleich ist, so daß bei den dünnwandigen Rohren die Lichtweite entsprechend der Verringerung der Wandstärke größer ist.

Stahlrohre werden in Längen bis etwa 14 m nahtlos gewalzt und im Werke auf 50 at Innendruck geprüft. Zum Schutze gegen Angriffe durch Wasser oder Bestandteile des Bodens werden diese Rohre innen und außen heiß asphaltiert, überdies außen mit Jutestreifen, die in heißen Asphalt getränkt sind umwickelt. Sie sind elastisch, so daß Rohrbrüche nahezu ausgeschlossen sind, und eignen sich daher auch ausgezeichnet in stark steinigem oder beweglichem Boden. Die große Baulänge der Stahlrohre bewirkt, daß weniger Verbindungen herzustellen sind und daß auch weniger Stellen im Strang vorkommen, an denen Undichtigkeiten auftreten können. Das wesentlich geringere Gewicht der Rohre verbilligt die Fracht und die Arbeiten an der Baustelle, so daß im allgemeinen Stahlrohrstränge in der Herstellung billiger sind als gußeiserne.

Holzrohre sind um etwa 30 v. H. billiger als eiserne; sie werden als sogenannte maschingewickelte Rohre verwendet und sind schon vielfach verlegt worden. Sie sind gegen Angriffe des Wassers und des Bodens sehr widerstandsfähig und liefern einwandfreies Wasser.

Eternitrohre sind gegen chemische Angriffe sehr widerstandsfähig; sie werden für Betriebsinnendrucke bis etwa 10 at verlegt. Ihre Verwendung reicht erst auf einige Jahre zurück, so daß noch keine Erfahrungen vorliegen, es ist aber anzunehmen, daß sie sich ähnlich verhalten werden wie Stahlrohre und bald weite Verbreitung finden werden.



Lichter Durchmesser des Rohres $D$ . . . . . mm	350	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800
Normale Wandstärke $\phi$ . . . . .	14	14	14,5	14,5	15	15,5	16	16,5	17	18	19	20	21
Äußerer Durchmesser des Rohres $D_1$ . . . . .	378	403	429	454	480	506	532	583	634	686	738	790	842
Gewicht von 1 m glattem Rohr . . . . . kg	116,07	124,04	136,89	145,15	158,87	173,17	188,04	212,90	238,90	273,86	311,15	350,76	392,69
Muffenrohre													
Stärke der Dichtungsfuge $f$ . . . . . mm	8,5	9	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	10	10,5	10,5	11	11	12
Innere Muffenweite $D_2$ . . . . .	395	421	448	473	499	525	552	603	655	707	760	812	866
„ Muffentiefe $t$ . . . . .	107	107	110	110	112	112	115	117	120	122	125	127	130
Dichtungstiefe $t'$ . . . . .	86	86	88	88	89	89	91	92	94	95	96	97	98
Gewicht der Muffe . . . . . kg	32,33	34,27	39,15	41,26	44,90	48,97	54,48	62,34	71,15	83,10	98,04	111,29	129,27
Übliche Baulängen $L$ . . . . . m	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5	4 5
Abgerundetes Gewicht für 1 m . . . kg	124	133	147	155	170	185	202	228	257	295	336	379	425
Dichtungsstrick pro Muffe . . . . .	0,55	0,66	0,75	0,79	0,83	0,88	1,01	1,17	1,33	1,44	1,55	1,74	2,02
Dichtungsblei . . . . .	5,53	6,64	7,46	7,89	8,33	8,77	10,13	11,70	13,33	14,40	15,50	17,40	20,20
Normale Höhe der Strickdichtung mm	36	36	38	38	39	39	36	37	39	40	41	37	38
Flanschenrohre													
Durchmesser des Flansches $D'$ . mm	520	550	575	600	630	655	680	740	790	840	900	950	1020
Dicke des Flansches $d$ . . . . .	26	27	27	28	28	29	29	30	33	33	33	33	36
Breite der Dichtungsleiste . . . . .	35	35	35	35	35	40	40	40	40	40	40	40	45
Lochkreisdurchmesser $D''$ . . . . .	465	495	520	545	570	600	625	675	725	775	830	880	940
Anzahl der Schrauben . . . . . Zoll	10	10	10	12	12	12	12	14	16	18	18	20	20
Stärke „ „ . . . . .	$7/8$	$7/8$	$7/8$	$7/8$	$7/8$	$7/8$	$7/8$	1	1	1	1	1	$1\frac{1}{8}$
Länge „ „ . . . . .	105	105	105	105	105	105	105	120	120	120	120	120	135
Gewicht eines Flansches . . . . . kg	21,29	24,29	25,44	27,64	29,39	32,41	34,69	44,28	47,41	50,13	56,50	59,81	76,77
Übliche Baulänge $L$ . . . . . m	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5	3 4 5

Tabelle 65. Abmessungen von Stahlmuffenrohren

	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350			
	8 bis 14								10 bis 14									
Lichtweite des Rohres .....	mm	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350		
Äußerer Durchmesser .....	mm	66	76	86,5	97	107,5	133	159	185	211	238	264	290	315	341	366		
Erzeugungslänge .....	m	5 bis 9	8 bis 14								10 bis 14							
Durchschnittslänge der Rohre .....	m	7	10	10	10	10	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	7 bis 12	
Gewicht von 1 m Rohr s. Jutebekleidung kg		5,5	6,5	8,6	9,3	11,4	15,4	20,4	24,8	32,0	42,1	49,8	58,3	63,4	74,8	79,9		
Lichtweite der Muffe .....	mm	81	91	101,5	112	122,5	148	174	200	227	254	281	307	332	359	386		
Tiefe der Muffe .....	mm	88	90	92	94	97	100	103	106	110	112	114	114	116	120	125		
Bedarf an Dichtstrick .....	kg	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,17	0,21	0,25	0,30	0,37	0,43	0,47	0,51	0,52	0,55		
Bedarf an Blei .....	kg	0,80	0,95	1,05	1,15	1,35	1,70	2,14	2,46	2,97	3,67	4,30	4,69	5,09	5,16	5,53		
Höchstzulässiger Betriebsdruck ... at		25	25	25	25	25	20	20	15	15	15	15	12	12	12	12		
Größte Lichtweite der Muffe ... mm		87	97	109,5	120	130,5	158	184	210	237	266	293	319	344	371	398		
Mündungsweite der Muffe ... mm		81	91	101,5	112	122,5	148	174	200	227	254	281	307	332	359	386		
Tiefe der Muffe .....	mm	100	105	105	110	115	115	120	120	125	125	130	130	135	140	145		
Bedarf an Dichtungsstrick .....	kg	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,17	0,21	0,25	0,30	0,37	0,43	0,47	0,51	0,52	0,55		
Bedarf an Blei .....	kg	0,80	0,90	1,05	1,15	1,35	1,70	2,14	2,46	2,97	3,67	4,30	4,69	5,09	5,16	5,53		
Höchstzulässiger Betriebsdruck ... at		35	35	35	35	35	30	30	25	25	25	25	20	20	20	20		

Muffenverbindung „C“

Muffenverbindung „D“

Eiserne Rohre werden nach Normalien erzeugt und haben die in den Tabellen 64 und 65 (siehe S. 352 bis 354) zusammengestellten Abmessungen (Abb. 458).

Große Bögen können mit Muffenrohren durch Verschwenken der einzelnen Rohre in den Muffen um einige Grade ausgeführt werden; hiedurch darf aber der Bleiring in der Muffe nirgends unter 5 mm

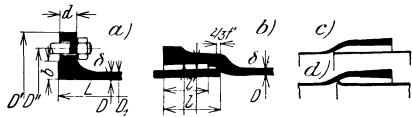
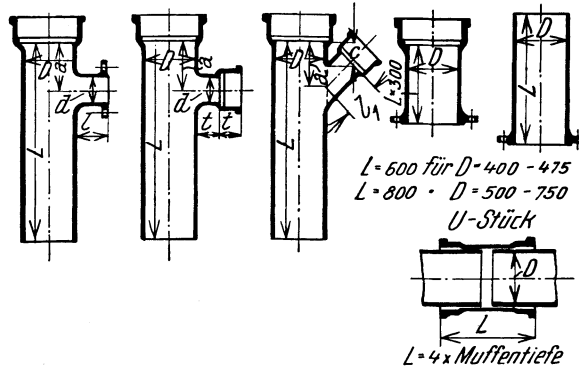


Abb. 458. Rohrverbindungen. a) Flanschenverbindungen, b) Muffe eines Gußeisenrohres, c), d) Muffen von Stahlrohren

geschwächt werden. Für die Verlegung der Leitung mit kleinen Krümmungsradien, ferner für die Abzweigung von Leitungen und für den Übergang von der Muffenverbindung zur Flanschenverbindung werden eigene Formstücke hergestellt. In den Abb. 459 a und b sind eine Anzahl solcher handelsüblicher Formstücke zusammengestellt, deren Verwendungszweck ohne weiteres klar ist; ein gebogener Querstrich bedeutet in den Zeichen der Zusammenstellung eine Muffe, während ein gerader Querstrich eine Flansche bezeichnet. Zu jedem Formstück muß der lichte Durchmesser, bei Abzweigstücken auch zu jedem Abzweig beigesetzt werden; bei den Krümmern *J*, *K* und *L* ist die Angabe des Winkels erforderlichlich.

Formstücke für Flanschenverbindung können sowohl für Guß als für Stahlrohre verwendet werden. Die Flanschen sind nach Normalien gebohrt und die Austeilung der Schraubenlöcher im Lochkreis erfolgt stets so, daß die Löcher bei wagrechter Verlegung des Rohrstranges zur lotrechten Symmetralen der Flanschen des Formstückes symmetrisch liegen und daß kein Loch in diese Symmetrale kommt.



Bei A- und B-Stücken:

$$a = 100 + 0,2 D + 0,5 d$$

$$t = \text{Muffentiefe des Abzweiges}$$

$$l = 120 + \frac{d}{10}$$

D mm	d mm	L mm
40 bis 100	40 bis 100	800
125 „ 325	40 „ 325	1000
350 „ 500	40 „ 300	1000
350 „ 750	325 „ 500	1250
550 „ 750	40 „ 250	1000
550 „ 750	275 „ 500	1250
550 „ 750	550 „ 750	1500

Bei C-Stücken:

$$a = 80 + 0,1 D + 0,7 d$$

$$c = 80 + 0,1 D$$

$$l = 0,75 a$$

D mm	d mm	L mm
40 bis 100	40 bis 100	800
125 „ 275	40 „ 275	1000
300 „ 425	40 „ 250	1000
300 „ 425	275 „ 425	1250
450 „ 600	40 „ 250	1000
450 „ 600	275 „ 425	1250
450 „ 600	450 „ 600	1500
650 „ 750	40 „ 250	1000
650 „ 750	275 „ 425	1250
650 „ 750	450 „ 600	1500
650 „ 750	650 „ 750	1750

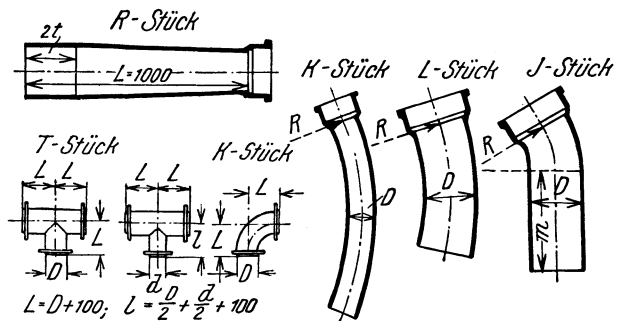


Abb. 459a. Guß-Formstücke

## Formstücke für Wasserleitungen























































Zeichen	Bezeichnung	Zeichen	Bezeichnung
	Gerade Muffenröhre, Normallänge		<i>RQ</i> -Stück, Flanschenkrümmer mit Veränderung des Durchmessers
	„ „ kürzer als normal		<i>MQN</i> -Stück, Fußkrümmer für Muffenverbindung
	<i>A</i> -Stück, Abzweigstück, Abzweig senkrecht, Flanschenanschluß		<i>EQN</i> -Stück, Fußkrümmer mit Übergang von der Muffenverbindung zur Flanschenverbindung
	<i>AA</i> -Stück, Abzweigstück, doppelt, Abzweig senkrecht, Flanschenanschluß		<i>FQN</i> -Stück, Fußkrümmer mit Übergang von der Flanschenverbindung zur Muffenverbindung
	<i>B</i> -Stück, Abzweigstück, Abzweig senkrecht, Muffenanschluß		<i>S</i> -Stück
	<i>BB</i> -Stück, Abzweigstück, doppelt, Abzweig senkrecht, Muffenanschluß		<i>U</i> -Stück, Überschieber
	<i>C</i> -Stück, Abzweigstück, Abzweig unter 45°		$\frac{1}{2}$ <i>U</i> -Stück, Überschieber, geteilt
	<i>CC</i> -Stück, Abzweigstück, Abzweig unter 45°, doppelt		$\frac{1}{2}$ <i>UA</i> -Stück, Überschieber, geteilt, mit Abzweig für Flanschenverbindung
	Gerades Flanschenrohr in normal. Länge		$\frac{1}{2}$ <i>UB</i> -Stück, Überschieber, geteilt, mit Abzweig für Muffenverbindung
	Gerades Flanschenrohr, kürzer als normal		<i>MM</i> -Stück, Doppelmuffe
	<i>FA</i> -Stück, Abzweigstück für Flanschenverbindung		<i>MMA</i> -Stück, Doppelmuffe mit Abzweig für Flanschenanschluß
	<i>FB</i> -Stück, Abzweigst. f. Muffenanschluß		<i>MMB</i> -Stück, <i>T</i> -Stück für Muffenverbindung
	<i>D</i> -Stück, Flanschenbogen, 180°		<i>MMAA</i> -Stück, Doppelmuffe mit doppelt. Abzweig für Flanschenverbindung
	<i>E</i> -Stück, Übergangstücke von Muffe auf Flansche		<i>MMBB</i> -Stück, Doppelmuffe mit doppelt. Abzweig für Muffenverbindung
	<i>F</i> -Stück, Übergangstücke von Flansche auf glattes Ende		<i>T</i> -Stück für Flanschenverbindung
	<i>H</i> -Stück, Hosenrohr mit Flanschen		<i>TT</i> -Stück, Kreuzstück für Flanschenverbindung
	<i>R</i> -Stück, Übergangstück, glattes Ende weiter		<i>T</i> -Stück, geschweift, für Flanschenverbindung
	<i>Rw</i> -Stück, Übergangstück, glattes Ende enger		<i>T</i> -Kugelstück für Flanschenverbindung
	<i>FR</i> -Stück, Übergangstück f. Flanschenverbindung, glattes Ende weiter		<i>T</i> -Kugelstück für Muffenverbindung
	<i>FRw</i> -Stück, Übergangstück f. Flanschenverbindung, glattes Ende enger		<i>P</i> -Stück, Stopfen
	<i>FFR</i> -Stück, Übergangstück für Flanschenverbindung		<i>O</i> -Stück, Kappe
	<i>SchR</i> -Stück, Übergangstück für Flanschenverbindung, mit Abzweig		<i>X</i> -Stück, Blindflansch
	<i>J</i> -Stück, Krümmer, Krümmungsradius: $R = 250$ mm, bei $D$ bis 100 mm, $R = 150$ mm + $D$ , bei $D$ über 100 mm		Übergangstück Gußrohr-Stahlrohr
	<i>K</i> -Stück, Krümmer, Krümmungsradius $R = 10 D$		Übergangstück Stahlrohr-Gußrohr
	<i>L</i> -Stück, Krümmer, Krümmungsradius $R = 5 D$ nur für $D$ bis 300 mm		Flanschschieber, Baulänge $D + 200$
	<i>MQ</i> -Stück, Krümmer, 90°		Muffenschieber
	<i>EQ</i> -Stück, Krümmer mit Übergang von der Muffenverbindung zur Flanschenverbindung		
	<i>Q</i> -Stück, Flanschenkrümmer		
	<i>FQ</i> -Stück, Flanschenkrümmer mit einem glatten Ende		

Abb. 459 b. Zeichen und Bezeichnungen für die wichtigsten Formstücke

Im Boden werden als Verbindung zwischen den Rohren und zwischen diesen und den Formstücken stets Muffen gewählt, weil Muffenverbindungen elastisch sind und weil überdies geringe Verschwenkungen der Rohre in den Muffen möglich sind, bzw. keine Rolle spielen. Schieber werden in die Leitungen auch im Boden stets mit Flanschen eingebaut und es sind daher Formstücke erforderlich, die den Übergang von der Flanschenverbindung zur Muffenverbindung vermitteln; solche Stücke sind die *E*, *F*, *FQ*, *FA*, *FR*, *FRw*, *FFR*, *FQN*, *EQ*, *EQN*-Stücke und alle Abzweigstücke, die teilweise oder überall statt Muffen Flanschen haben. Im Innern von

Räumen, wie in Schieberkammern, Pumpenhäusern u. dgl., werden stets nur Flanschenverbindungen benützt.

Formstücke für Muffenverbindungen werden für Gußrohre und für Stahlrohre gesondert hergestellt, weil die bei den Eisensorten verschiedenen Außendurchmesser der Rohre verschiedene Muffenweiten erfordern. Für den Übergang von Gußrohren auf Stahlrohre sind ebenfalls eigene kurze Formstücke nötig. Abmessungen einiger oft benützter gußeiserner Formstücke sind schließlich in der Abb. 459 a dargestellt.

Für die Abdichtung der Flanschenrohre werden Gummiringe verwendet, die aus Platten geschnitten werden. Ihr Außendurchmesser wird so bemessen, daß sie eben an den Schrauben der Flanschenverbindung anliegen, durch diese also zentriert werden. Die Muffenrohre werden mit Hanfstrick und Blei gedichtet (Abb. 460). Der Hanfstrick wird als sogenannter Weißstrick oder geteert verwendet; in Längen, die mindestens 1,5 bis 2,0 mal um das Rohr reichen, werden Strickabschnitte um das Schwanzende des eingeschobenen Rohres gelegt, in die Muffe mit den Strickeisen (Abb. 461) hineingetrieben und durch Schläge mit einem Fäustel auf das Strickeisen fest verstemmt. Durch ein Stichmaß wird geprüft, ob die in der Tabelle 64 angegebene Höhe der Strickdichtung erreicht ist. Die Dichtung muß am ganzen Umfange annähernd die gleich Höhe haben. Hierauf wird die Muffe mit Gußblei oder mit

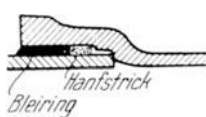


Abb. 460. Muffendichtung



Abb. 461. Strickeisen

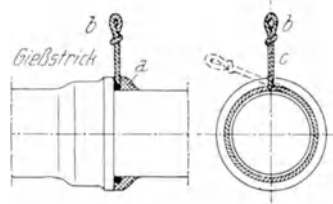


Abb. 462. Gießring a Tonwulst, b Gießstrick

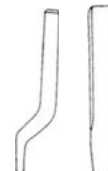


Abb. 463. Stemmer

Bleiwolle weiter gedichtet. Das Gußblei wird mit Hilfe eines Gußringes in die Muffe gegossen, der meist aus plastischem Ton (Abb. 462), seltener aus Eisen besteht. Um den Gußring aus Ton herzustellen, wird in der in der Abb. 462 ersichtlichen Weise ein etwa 15 mm starker „Gießstrick“ vor die Muffe gelegt, dann der Ton, der mit Wasser oder besser mit Petroleum durchgearbeitet ist, herumgelegt und schließlich der Gießstrick herausgezogen. Oben wird eine etwa 10 cm breite Eingußöffnung gemacht, durch die Luft und allenfalls Wasserdampf, der von einem nassen Dichtungsstrick herrühren kann, entweicht. Das Spritzen des Bleies aus einer feuchten Muffe kann durch Anfeuchten derselben mit Petroleum verhindert werden. Das Vergießen muß in einem Guß erfolgen, wobei der Arbeiter stets hinter der Muffe steht, um vor verspritzendem Blei geschützt zu sein. Das Blei ist warm genug, wenn die Oberfläche im Schmelztiegel regenbogenfärbig ist. Nach dem Erstarren wird der Gießring weggenommen und wenn das Blei erkaltet ist, wird es verstemmt. Man benützt hierzu Stemmer (Abb. 463) mit verschiedenen breiten Enden, die stets fest am Rohr liegen müssen, und zum Schlagen 2 kg schwere Fäustel. Unter Verwendung von drei bis fünf Stemmern wird das Blei in die Muffe getrieben, bis der Ring überschüssigen Bleies abfällt und schließlich wird der Bleidichtungsring mit einem breiten Stemmer geglättet.

Wenn so starker Wasserandrang in der Baugrube herrscht, daß das Vergießen unmöglich wird, kann der Bleiring aus Bleiwolle, die in der Muffe verstemmt wird, hergestellt werden. Das Verstemmen muß besonders sorgfältig ausgeführt werden und verteuert dadurch die Arbeit. P. Brinkhaus hat gefunden, daß Dichtungen mit Bleiwolle um 15 bis 25 v. H. teurer sind, als Gußbleidichtungen.



Die Muffen von Stahlrohren müssen nach erfolgter Dichtung ebenso wie die Schwanzenden der Rohre mit Jutestreifen, die in heißem Asphalt getränkt sind, sorgfältig umwickelt werden.

### c) Die Ausstattung des Rohrnetzes für den Betrieb

Der Betrieb einer Wasserleitung erfordert den Einbau einer Anzahl von Ausstattungsstücken in die Rohrstränge, wie z. B. Absperrschieber, Feuerpfosten, Entlüftungen, Entleerungen.

Absperrschieber werden stets als Flanschenschieber (Abb. 464) eingebaut; sie dienen dazu, einzelne Strecken des Rohrnetzes nach Bedarf außer Betrieb zu setzen.

Jeder Seitenstrang erhält unmittelbar nach der Abzweigstelle einen Schieber und in durchlaufende Stränge werden solche alle 300 bis 500 m eingebaut. Die Schieber werden fast ausnahmslos unmittelbar im Boden verlegt und um die Spindeln betätigen zu können, werden sie mit einer Einbaugarnitur versehen; bei verschiedenen großen Überdeckungshöhen wird eine Schutzrohrverlängerung (Abb. 465), die auf das Schutzrohr aufgeschoben wird, verwendet. Die genaue Einbaustelle der Schieber wird durch eigene Tafeln (Abb. 466) kenntlich gemacht.

Feuerpfosten dienen der Entnahme von Löschwasser und von Wasser für die Straßenpflege. Sie werden als Unterflurfeuerpfosten (Abb. 467) oder, wenn sie den

Verkehr nicht behindern können, besser als Oberflurfeuerpfosten (Abbildung 468) ausgebildet und in Entfernungen von äußerstens 120 m eingebaut. Unterflurfeuerpfosten werden in der Regel auf das Straßenrohr aufgesetzt, während Oberflurfeuerpfosten seitlich abgezweigt und am Gehsteigrand aufgestellt werden. In Quergassen, die kürzer als 120 m

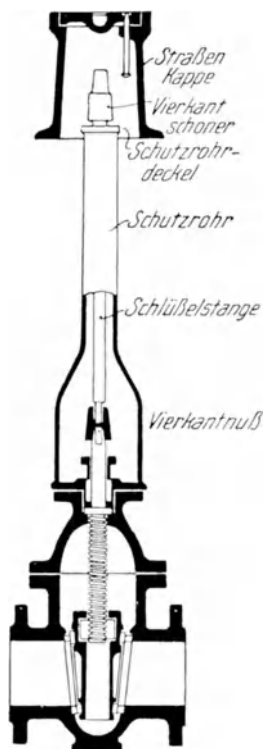


Abb. 464. Schieber mit Einbaugarnitur. (Baulänge der Flanschenschieber  $L = D + 200$  mm)

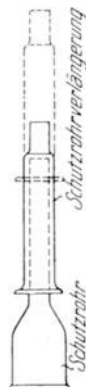


Abb. 465. Schutzrohrverlängerung

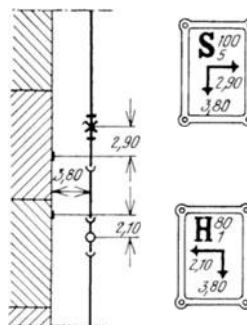


Abb. 466. Schieber und Feuerpostenschilder

sind, wird überhaupt kein Feuerpfosten ausgestellt, damit an Rohrweite in diesem Strang gespart werden kann, dafür werden in die Hauptstränge die Feuerpfosten an die Abzweigung der Quergasse verlegt. Die Feuerpfosten werden normal mit zwei Schlauchabgängen eingebaut und nur für Gassen mit ganz untergeordneten Bauwerken dürfen solche für einen Schlauchabgang verwendet werden. In manchen Orten werden auch Oberflurfeuerpfosten mit eigenen Anschlüssen für Dampf- oder Motorspritzen verwendet. Die normalen Feuerpfosten haben Anschlußflanschen für 80 oder 100 mm Rohrweite. Das Ventil der Feuerpfosten liegt in frostsicherer Tiefe und ist, wie man es leicht an der Abb. 469 erkennen kann, derart eingerichtet, daß es im geschlossenen Zustand eine Öffnung freigibt, durch die der Inhalt des Mantelrohres ablaufen kann, damit dieses nicht durch Frost gesprengt

werden kann. In lehmigem Boden muß der Feuerpfosten mit grobem Sand umgeben werden, damit dieses Wasser in die Poren desselben ablaufen und nach und nach

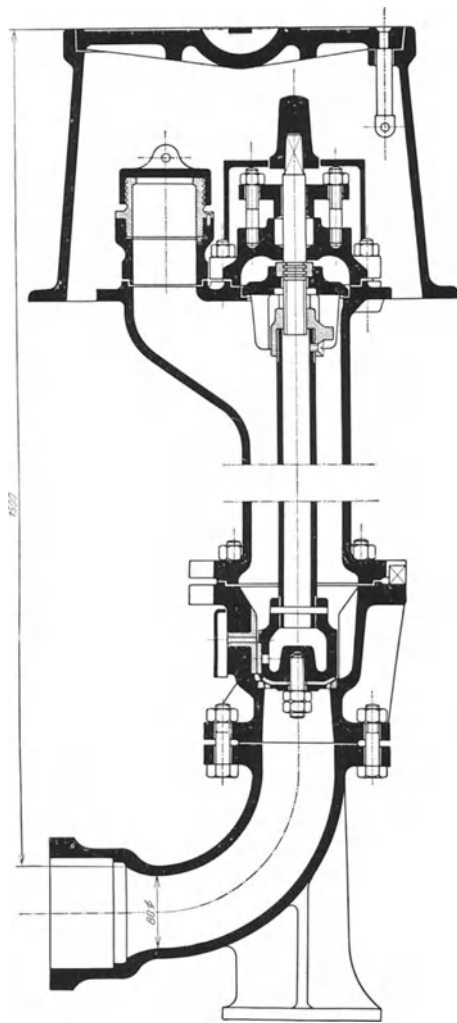


Abb. 467. Unterflurfeuerpfosten. (Teudloff & Dietrich, Wien)

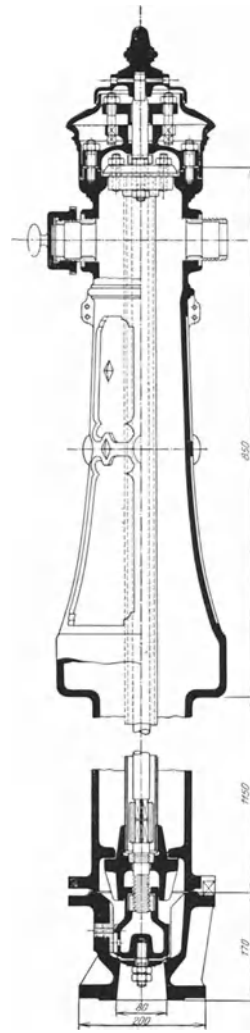


Abb. 468. Oberflurfeuerpfosten. (Teudloff & Dietrich, Wien)

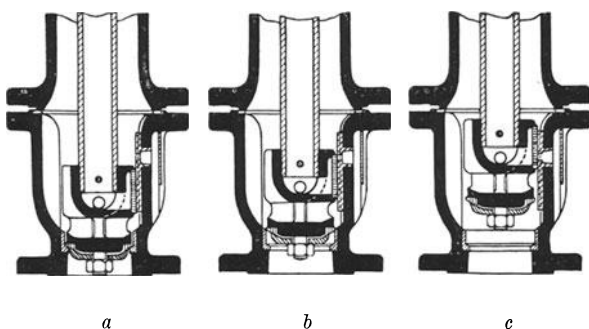


Abb. 469. Ventil für Feuerpfosten; a geschlossen, b am Beginn des Öffnens, c geöffnet. (Bopp & Reuther, Mannheim)

versickern kann. Unter Umständen ist eine eigene Dränung der Feuerpfosten erforderlich.

In jedem Rohrstrang setzt sich im Laufe der Zeit etwas Schlamm ab, der teils aus dem Wasser, teils von Angriffen auf die Rohrwandungen her stammt, und dieser Schlamm läuft an den tiefsten Stellen des Netzes zusammen. Damit das Rohrnetz

entleert und auch der Schlamm abgelassen werden kann, müssen in alle Säcke in der Rohrleitung *Entleerungsleitungen* mit eigenen Schiebern angeschlossen werden. Diese Entleerungsleitungen können hinter dem Ablasschieber auch aus den billigeren Betonrohren hergestellt werden. An Rückenpunkten der Leitungen sammeln sich im Laufe der Zeit ausgeschiedene Luft und Gase an, die abgelassen werden müssen; man baut zu diesem Zwecke selbsttätige Entlüftungsventile ein oder setzt einen Feuerpfosten auf den Rückenpunkt. Solche *Entlüftungsventile* bestehen aus einem kleinen Gehäuse, das am Scheitel des Rohres sitzt und oben eine feine Bohrung hat, die von einem Schwimmer geschlossen gehalten wird. Luftblasen, die im Rohr wandern, gelangen in dieses Gehäuse und verdrängen das Wasser so lange, bis der mit dem Wasserspiegel mitsinkende Schwimmer die Entlüftungsöffnung freigibt.

#### d) Die Darstellung des Entwurfes und der Bau

Die zeichnerische Darstellung des Entwurfes geschieht durch Eintragung der Rohrstränge mit allen Schiebern, Feuerpfosten, Entlüftungen und Entleerungen, in einem

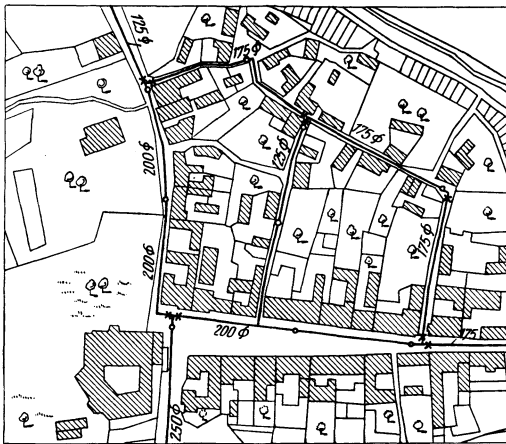


Abb. 470. Lageplan mit dem Rohrnetz

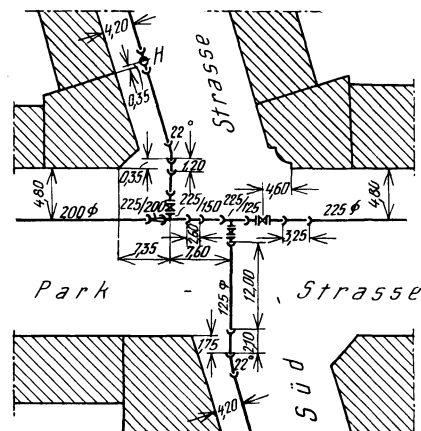


Abb. 471. Rohrnetzplan. (Nach P. Brinkhaus)

Lageplan (Katasterplan) im Maßstabe 1:2800 oder 1:2500 (Abb. 470) und durch Auftragung der Längenprofile der Rohrstränge. Vielfach wird überdies noch ein Schieberplan und ein Feuerpfostenplan gezeichnet und es wird auch meist im vierfachen Katastermaßstab ein Rohrnetzplan (Abb. 471) entworfen, in dem alle zu verwendenden Formstücke schematisch eingezeichnet werden und auf Grund dessen schließlich die Stückliste der Formstücke zusammengestellt wird. Im Rohrnetzplan wird die Entfernung der Stränge von der nächstgelegenen Häuserfront festgelegt und er wird schließlich nach den beim Bau sich als notwendig ergebenden Änderungen berichtigt und gibt dann bei später notwendig werdenden Aufgrabungen die erforderlichen Grundlagen. Im Längenprofil (Abb. 472) werden die verschiedenen, für die Rohrbemessung erforderlichen Drucklinien eingetragen und es werden vielfach auch die Durchflüsse ohne und mit Löschbedarf durch Linienzüge dargestellt. Als Längen werden manchmal die tatsächlichen, schräggemessenen Straßenlängen aufgetragen, so daß die Rohrlängen ohneweiters abgelesen werden können; eine solche Darstellung ist nicht zu empfehlen, besonders weil sie mit dem Situationsplan bei größeren Straßenneigungen keine Übereinstimmung zeigt.

Besondere Bauwerke werden im Grundriß und durch die nötigen Schnitte dar-

gestellt und der ganze Entwurf durch einen technischen Bericht erläutert. Wo Privatgrund beansprucht wird, muß noch ein Verzeichnis der in Anspruch genommenen Parzellen beigefügt werden.

Die Rohre werden grundsätzlich immer etwa 1,0 m vom Gehsteigrand einer Straßenseite verlegt. Vor der Verlegung der Rohre soll mit dem Bauamte die Straßenseite, z. B. südlich und westlich oder an der Seite der geraden Hausnummern, vereinbart werden. Zur Absteckung gelangt die Rohrachse; alle 20 bis 30 m wird die Grabenbreite bezeichnet und dann längs einer gespannten Schnur mit dem Spitzhau der Grabenrand eingehauen.

Winkel werden durch Abtragung der Katheten eines rechtwinkligen Dreiecks (Abb. 473) abgesteckt, von dem ein spitzer Winkel dem Krümmungswinkel der handelsüblichen Krümmer entspricht.

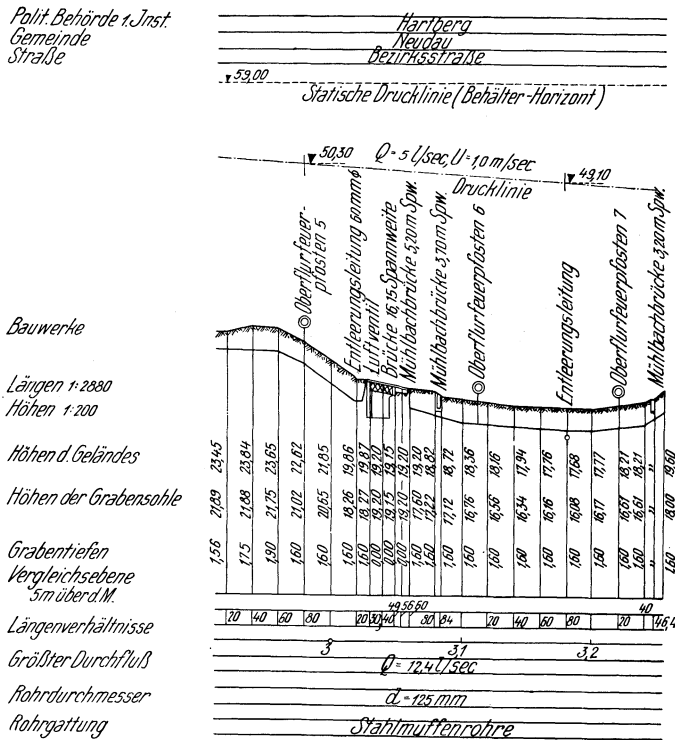


Abb. 472. Längenschnitt einer Wasserleitung

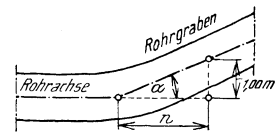


Abb. 473. Absteckung von Winkeln

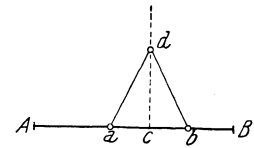


Abb. 474. Absteckung von rechten Winkeln

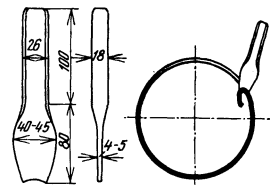


Abb. 475. Abhauen eines Stahlrohres. (Nach P. Brinkhaus)

Handelsübliche Krümmerwinkel	11 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> <sup>0</sup>	15 <sup>0</sup>	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>0</sup>	30 <sup>0</sup>	45 <sup>0</sup>
n (Abb. 473)	5,02	3,73	2,41	1,173	1,00 m

Für das Abstecken rechter Winkel bedient man sich einer Schnur a—d—b, die an den Enden und in der Mitte Ringe enthält (Abb. 474).

Die Absteckung der Rohrgräben muß beim Anschluß von Seitensträngen derart erfolgen, daß möglichst mit den handelsüblichen Baulängen der Rohre das Auslangen gefunden wird; ein Abhauen von Rohren soll tunlichst vermieden werden.

Wenn die Kürzung eines Rohres an irgend einer Stelle nicht zu umgehen ist, so wird das Rohr abgehauen. Bei Gußrohren wird die Stelle durch einen Kreidestrich bezeichnet und hierauf mittels Flachmeißels und Fäustels längs des Striches eine um das Rohr laufende Kerbe geschlagen; wenn diese einige Millimeter tief ist, wird dann an irgend einer Stelle dieser Kerbe mittels eines Kreuzmeißels die Wandung durchschlagen und ein Keil mit einigen scharfen Schlägen eingetrieben, der das Rohr

längs der Kerbe absprengt. Bei Stahlrohren wird die Wandung sofort mittels eines Kreuzmeißels durchschlagen und hierauf der in der Abb. 475 dargestellte Meißel ohne scharfe Schneide in der angedeuteten Weise angesetzt und durch Schläge mit dem Fäustel vorgetrieben; er schneidet aus der Wand einen 4 bis 5 mm breiten Streifen heraus, der sich nach innen einrollt.

Die Breite der Rohrgräben wählt man am besten gleich dem Rohrdurchmesser mehr 0,3 bis 0,4 m, mindestens aber gleich 0,6 m, bei größeren Tiefen gleich 0,8 m.

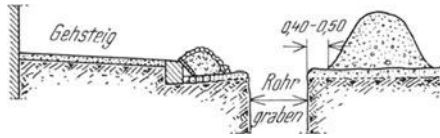


Abb. 476. Lagerung des Rohrgrabenaushubes. (Nach P. Brinkhaus)

Das Material der Fahrbahnbefestigung wird wegen späterer Wiederverwendung vom übrigen Grabenaushub gesondert abgelagert. Es empfiehlt sich, dieses Material zwischen dem Gehsteig und dem Rohrgraben aufzustapeln und den übrigen Grabenaushub straßenseitig auszuwerfen (Abb. 476).

Um den Rinnstein für den Abfluß des Regenwassers freizuhalten, werden Bretter schräg gegen den Bordstein des Gehsteiges gelehnt. Beiderseits des Rohrgrabenrandes muß ein Streifen von mindestens 0,3 m Breite vom Aushub frei bleiben, um den Verkehr längs des Rohrgrabens und das Herablassen der Rohre zu ermöglichen. Die

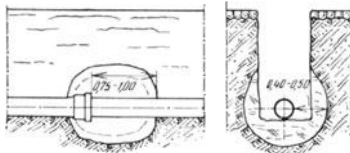


Abb. 477. Muffenloch für enge Rohre. (Nach P. Brinkhaus)

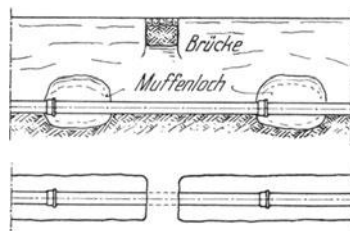
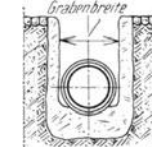


Abb. 478. Rohrgraben mit Brücke und Muffenlöchern. (Nach P. Brinkhaus)

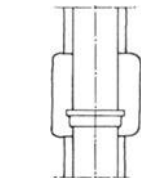


Abb. 479. Muffenloch für weite Rohre. (Nach P. Brinkhaus)

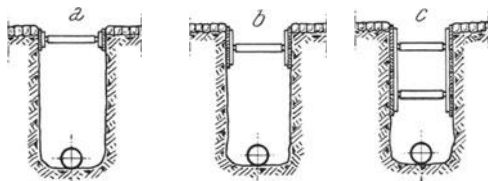


Abb. 480. Rohrgrabenpöhlungen. (Nach P. Brinkhaus)

Sohle der Gräben wird genau geebnet, damit die Rohre auf ihrer ganzen Länge gut aufliegen. Für die Herstellung der Muffendichtungen reicht die laufende Rohrgrabenbreite nicht hin; um den Rohrlegern das Arbeiten zu ermöglichen, werden sogenannte Muffen- oder Kopflöcher ausgehoben (Abb. 477, 478); die Herstellung erfolgt meist vor dem Herablassen der Rohre. Bei größeren Rohrdurchmessern (über 350 mm) werden die Muffenlöcher bis zum Straßenflur hochgeführt (Abb. 479).

Führt der Rohrgraben durch Fels oder altes Mauerwerk, so wird der Graben 0,1 bis 0,2 m tiefer ausgehoben und die Mehrtiefe sorgfältig mit Lehm oder Sand ausgestampft; jedenfalls muß es unbedingt verhütet werden, daß ein Rohr auf Fels oder auf einem isolierten Stein aufliegt. Die Lösung von Fels geschieht durch Sprengung; die Sprenglöcher werden in der Regel durch ein- oder zweimännige Handbohrung hergestellt. Bei Rohrgräben, die auf längeren Strecken in Fels verlaufen, kann das Bohren auch mit Vorteil mit Bohrhämmern ausgeführt werden,

die die erforderliche Preßluft von fahrbaren Kompressoren beziehen.

Bei Gräben für Wasserleitungsrohre trachtet man ohne Aussteifungen auszukommen, weil diese die Verlegung der Rohre behindern. Um die beiden Rohrwände gegeneinander abzustützen, ist es zweckmäßig, in kleineren Abständen Brücken aus Erdreich (Abb. 478) stehen zu lassen. Bei lockerem, rolligem Boden oder größeren Tiefen (über etwa 2 m) wird der Rohrgraben gebölzt (Abb. 480).

Die Tiefenlage des Rohrstranges unter Flur wird durch das Klima diktiert; auf jeden Fall muß das Rohr frostfrei verlegt werden, in Mitteleuropa also mindestens 1 m tief liegen. Auf kurzen Strecken kann bei Kreuzung von Hindernissen die Überdeckung auch noch geringer genommen werden, doch ist auf Straßen mit großen



Abb. 481. Gepölzter Rohrgraben, 7 m tief. (S. Juhász, Graz)

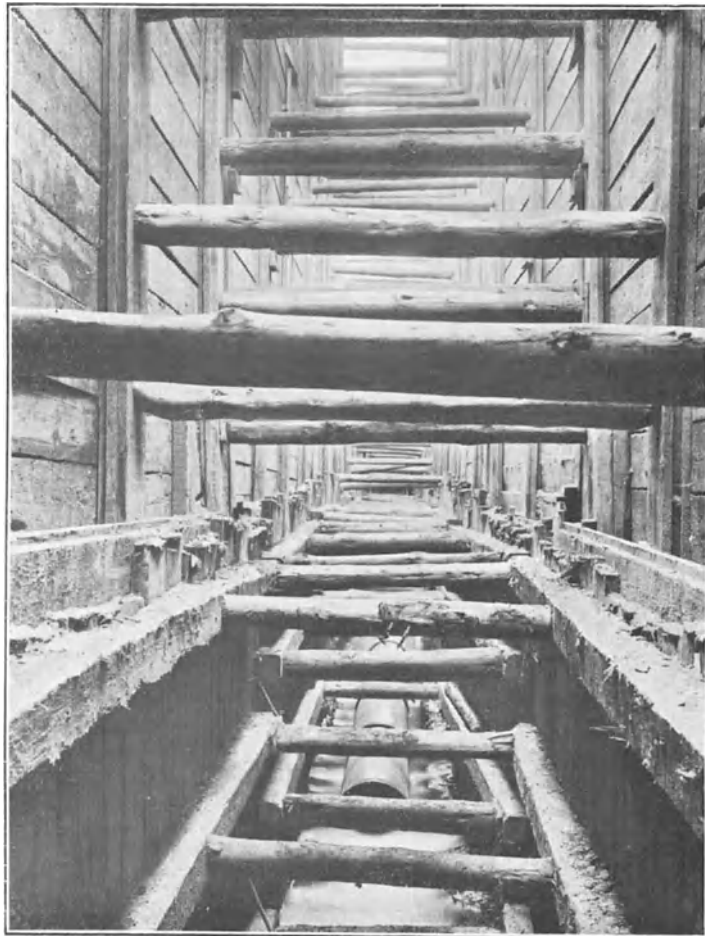


Abb. 482. Verlegen einer Rohrleitung in größerer Tiefe. (Nach Wahl)

Verkehrslasten bei Überdeckung unter 0,75 m für besonderen Schutz der Rohre vorzusorgen.

Bei langen Leitungen in Gegenden warmen Klimas ist auf die Erwärmung des Wassers in der Leitung Rücksicht zu nehmen und der Strang aus diesem Grunde allenfalls tiefer zu legen. Für lehmigen Boden berechnete Ph. Forchheimer die Zunahme der Temperaturen des Wassers in einem  $l$  m langen,  $h$  m tief verlegten,  $D$  m weiten Rohr, durch das  $Q$  l/sec Wasser fließen, nach der Formel

$$\log \text{nat} \frac{t_0 - t_1}{t_0 - t_2} = 0,0006583 \frac{l}{Q \log \text{nat} \frac{4h}{D}} \quad (572)$$

wobei  $t_0$  die Bodentemperatur in  $^{\circ}\text{C}$ ,  $h$  m die Tiefe und  $t_1$  die Wassertemperatur am Rohranfang,  $t_2$  jene am Rohrende bedeutet.

Am häufigsten wird das Rohrnetz in einer mittleren Tiefe von 1,0 bis 1,5 m verlegt. Die Rohrstränge folgen annähernd der Neigung der Straßen. Kurze Erhebungen der Straße über die Linie des mittleren Gefälles werden vom Rohrstrang mit größeren Verlegungstiefen überwunden.

Ist das Verlegen der Rohre unter dem Grundwasserspiegel nicht zu umgehen,

so wird der Rohrgraben bis zum Grundwasserspiegel ausgehoben; dann werden beiderseits der Wandungen Spundwände (Abb. 482) geschlagen und unter Wasserhaltung durch Pumpen der weitere Grabenaushub durchgeführt. Bei größeren Tiefenlagen unter dem Grundwasserspiegel, wie sie z. B. bei den Heberleitungen der Röhrenbrunnen vorkommen, kann unter Umständen auch die Grundwasserabsenkung durch Röhrenbrunnen in Frage kommen.

Wenn der Rohrgraben auf die vorgeschriebene Tiefe ausgehoben und die Sohle sorgfältig eingeebnet ist, wird mit dem Verlegen der Rohre begonnen. Neben dem Rohrgraben werden die Rohre nochmals sorgfältig durch Abklopfen untersucht, gereinigt und dann in den Graben herabgelassen. Rohre bis 400 mm Durchmesser werden mittels zweier 25 mm starker Seile herabgelassen, die um das Muffen- und das Schwanzende gelegt sind. An einem Ende des Seils stehen die Hilfsarbeiter, das andere Ende wird langsam nachgelassen. Für größere Rohre verwendet man



Abb. 483. Verlegen einer Rohrleitung. (Nach Wahl)

Rohrlegeböcke mit Seiltrommel oder Flaschenzügen oder fahrbare Krane (Abb. 483).

Die in den Rohrgraben herabgelassenen Rohre werden nun fest ineinandergeschoben, damit beim Verstricken Dichtungsstrick nicht in das Rohrinne gestoßen werden kann. Hierauf werden die Rohre sorgfältig, sowohl im wagrechten wie im lotrechten Sinne ausgerichtet. Geringe Richtungsänderungen können durch Verschwenken der geraden Rohre in den Muffen bewirkt werden,

stets muß aber, wie schon erwähnt worden ist, in der Muffe auch an der engsten Stelle Raum für mindestens 5 mm Blei freibleiben.

Die Rohre werden nun für die Muffendichtung festgelegt, indem sowohl in der Nähe der Muffen als auch in der Nähe der Schwanzenden einige Schaufeln Grabenaushub eingeworfen und festgestampft werden; sind die Muffenlöcher noch nicht ausgeworfen, so geschieht das nun und das Material wird hiebei in der Regel gleich auf die verlegten Rohre geworfen. Sind die verlegten Rohre ausgerichtet und fixiert, so werden die Muffendichtungen hergestellt.

Die Schieber werden bei Abzweigen senkrecht zur Rohrleitung eingebaut; um sie auch nach Inbetriebnahme der Leitung leichter auswechseln zu können, werden sie stets mittels Flanschen mit dem Rohrstrang verbunden. Alle Flanschenschrauben sind vor dem Dichten der Muffen fest anzuziehen, damit nicht beim nachträglichen Anziehen die Schwanzenden aus den Muffen gezogen werden. E- und F-Stücke werden an die Schieber am besten noch außerhalb des Rohrgrabens angeschraubt. Zwischen die Flanschen werden Gummiringe mit Leinen oder besser Messingdrahteinlagen gelegt, der innere Durchmesser der Dichtungen ist um einige Millimeter größer als der lichte Rohrdurchmesser, der äußere derart, daß die Dichtung

die Flanschschrauben eben berührt. So wird erreicht, daß die Dichtung auf jeden Fall richtig sitzt; vor dem Einbringen der Gummiringe werden die unteren Flanschschrauben lose eingesteckt, hierauf von oben der Gummiring eingelegt, dann die oberen Schrauben eingesetzt und die Flanschen fest verschraubt. Endlich sollen zum Schutz gegen Rosten die Schrauben asphaltiert werden.

Bei Krümmern besteht die Gefahr, daß die Schwanzenden aus den Muffen getrieben werden; sie sollen gegen wagrechte Verschiebungen durch einen Betonklotz (Mischung 1 : 8 bis 1 : 10) oder besser durch je zwei Schellen gesichert werden, die auf die beiden Rohrenden beiderseits der Muffen aufgeschraubt und miteinander verschraubt werden.

Fertig gedichtete Strangabschnitte zwischen zwei Schiebern werden auf Dichtigkeit mit Probierpumpen überprüft, die einen Druck erzeugen, der mindestens dem doppelten statischen in der Leitung gleicht, meist aber mit 20 at vorgeschrieben wird; die Probe dauert 15 Minuten und der Druck darf während dieser Zeit um nicht mehr als 1 at zurückgehen. Abzweige, an denen aus irgend einem Grund keine Schieber angeordnet sind, werden für die Druckprobe provisorisch mit Stopfen oder Kappen, die abgesteift sein müssen (Abb. 484), abgeschlossen. Ebenso werden auch die Schieber an den Strangenden während der Druckprobe durch Streben gegen Verschiebungen gesichert.

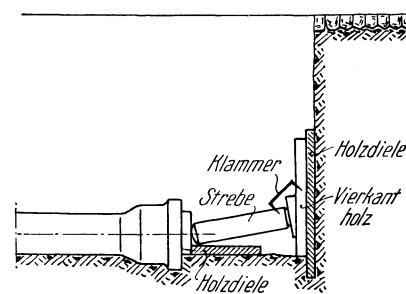


Abb. 484. Absteifung eines Stopfens während der Druckprobe. (Nach P. Brinkhaus)

Beim Verfüllen der Rohrgräben nach erfolgter Druckprobe wird mit den Kopflöchern begonnen.

Die Rohre müssen sorgfältig unterstampft werden, so daß sie satt am Boden aufliegen. Bis zu einer Deckungshöhe von 0,10 bis 0,20 m muß Erde oder Sand ohne Steine verwendet werden. Darüber hinaus wird beliebiges Material verwendet, in Lagen von 0,2 bis 0,3 m eingeworfen und festgestampft. Die Wiederherstellung der Straßendecke erfolgt derart, daß die Oberfläche an den Grabenrändern an die bestehende Decke anschließt, dazwischen aber nach oben gewölbt wird, derart, daß die Decke in der Rohrgrabenmitte bis zu 0,1 m über die angestrebte Lage emporreicht. Unter den Verkehrslasten setzt sich der Boden im Rohrgraben und die Straßendecke muß an dieser Stelle mehrmals reguliert werden. Bei Schotterstraßen geschieht dies durch Nachschotterung, bei gepflasterten ist in der Regel ein zweimaliges Aufreißen des Pflasters und vor der Neupflasterung der Ersatz des für die Regulierung erforderlichen Sandes erforderlich.

Während jener Zeit, in der Baugruben und Gräben offen sind, muß für eine hinreichende Beleuchtung bei Nacht und allenfalls für Abplankungen und Notbrücken vorgesorgt werden.

Literatur: Biegeleisen, B.: Berechnung des wirtschaftlichen Rohrdurchmessers der Wasserleitungen. Leipzig. 1918. — Brinkhaus, P.: Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke. München. 1912. — Groß, E.: Die Verwendung von hölzernen Rohrleitungen. Gas und Wasser, 14, S. 308. 1924. — Lueger-Weyrauch: Wasserversorgung der Städte. II. Aufl. 1914 bis 1916. — Schiemann, N.: Berechnung eines mit Wasser gefüllten Hebers. Ztschr. f. Wasservers., Nr. 12, 13. 1917. — Derselbe: Beispiele der Berechnung eines Hebers. Ztschr. f. Wasservers., Nr. 19, 20. 1918. — Smrecker, O.: Die Wasserversorgung der Städte. Hdb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, Bd. 3.

## X. Besondere Bauwerke

Im Zuge der Rohrleitungsstränge sind Kreuzungen mit Bachläufen und Bahnlagen vielfach unvermeidlich; diese erfordern eine besondere Ausbildung und auch Maßnahmen, die Schäden bei Rohrbrüchen verhindern.



Die Kreuzung mit Bachläufen geschieht entweder durch Verlegung der Leitung auf einer Brücke oder mittels eines Dükers. Die Überführung auf einer Brücke ist billig und einfach, sie darf aber nur ausgeführt werden, wenn die

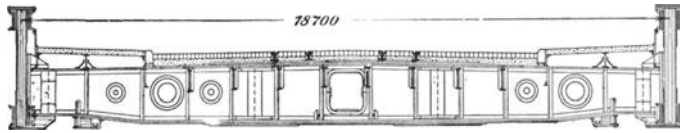


Abb. 485. Lagerung der Rohre auf einer eisernen Straßenbrücke.

Brücke sicher über dem höchstmöglichen Hochwasserspiegel liegt, sonst wäre die Leitung durch Hochwasser gefährdet. Auf Verkehrsbrücken muß das Rohr mit einer eigenen Wärmeisolierung umgeben

werden, weil selbst auf gewölbten Brücken eine frostsichere Überdeckung nicht möglich ist. Das Rohr wird auf die verschiedensten, durch die Bauweise der Brücke bedingten Weisen entweder aufgehängt oder auf Konsolen gelagert. Kleinere Rohre

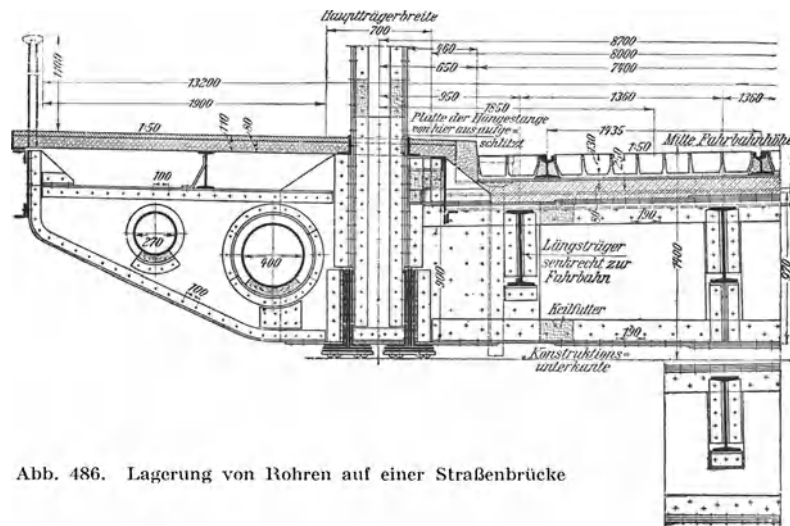


Abb. 486. Lagerung von Rohren auf einer Straßenbrücke

werden vielfach mit einem Holzkasten umgeben, der mit Sägespänen, Asche oder anderen Wärmeschutzmitteln ausgefüllt ist. Mit Rücksicht auf die Längenänderungen werden bei eisernen Brücken in die Leitung Dehnungsstücke und wegen allfälliger

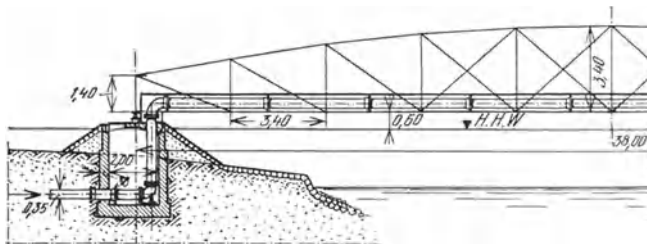


Abb. 487. Überführung eines Wasserleitungsrohres auf einem eisernen Rohrstege. (Nach R. Weyrauch)

Instandhaltungsarbeiten werden beiderseits der Brücken Schieber angeordnet. Einige Beispiele für die Führung der Rohre auf Brücken geben die Abb. 485 und 486. In den Abb. 487 bis 488 ist schließlich die Lagerung der Rohre auf Rohrbrücken dargestellt, die eigens für die Überführung von Wasserleitungen erbaut worden sind.

Düker sind bei zweckentsprechender Ausführung durch Hochwasser nicht gefährdet. Sie werden ähnlich wie Kanaldüker ausgeführt, die Rohre werden aber in der Regel, etwa wie es die Abb. 489 andeutet, mit Beton ummantelt. Wenn eine Eintiefung des Bachbettes zu erwarten ist, wird die Betonoberkante entsprechend



diese Schelle wird der Anbohrapparat (Abb. 492) wasserdicht angeschlossen; er besteht aus einem kurzen, weiten Rohr, das an einem Ende einen Schieber, am anderen eine Stopfbüchse trägt, durch die der Bohrer geschoben wird. Wenn die Rohrwand durchgebohrt ist, wird der Bohrer zurückgezogen und nach Schließen des Hahnes gänzlich entfernt. An seiner Stelle wird nun eine Schlüsselstange mit dem einzusetzenden Ventil (Abb. 493) eingeschoben und nach Öffnen des Hahnes das

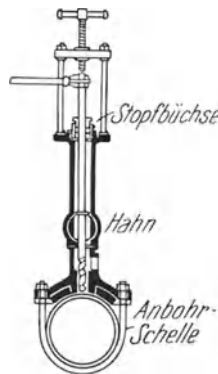


Abb. 492. Anbohrschelle und Anbohrapparat für enge Hausanschlüsse. (Bopp & Reuter, Mannheim)

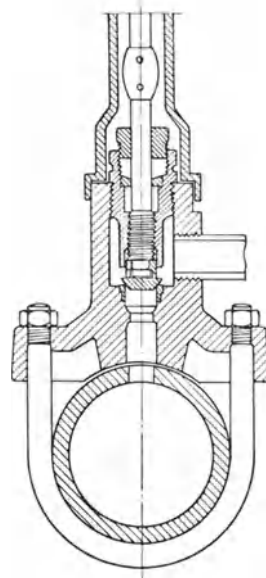


Abb. 493. Ventil für die Anbohrschelle. (Bopp & Reuter, Mannheim)

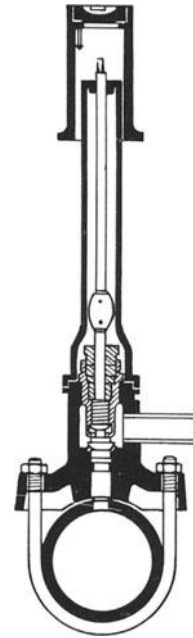


Abb. 494. Anbohrschelle mit Ventil und Einbaugarnitur. (Bopp & Reuter, Mannheim)

Ventil in der Anbohrschelle festgeschraubt. Schließlich wird darüber, ähnlich wie bei den Schiebern im Straßenrohrnetz, eine Einbaugarnitur (Abb. 494), bestehend aus der Verlängerungsstange, dem Schutzrohr und der Straßenkappe, eingebaut. Anschlüsse großer Weite werden unter Verwendung von Schiebern und Hilfsmuffenabzweigen, so wie es die Abb. 495 andeutet, hergestellt.

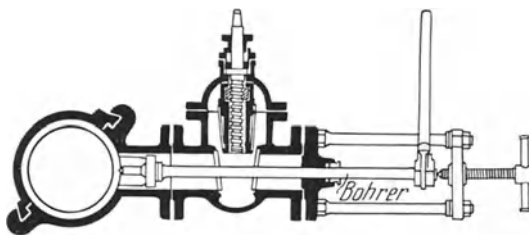


Abb. 495. Anbohrschelle und Anbohrapparat für weite Anschlüsse

Die Leitung zum Haus wird aus verzinkten Eisenrohren, Bleirohren oder Mantelrohren (Zinnrohren mit Bleimantel), je nach der Beschaffenheit des Wassers, ausgeführt. Im Haus oder am

Privatgrund wird ein zweiter Schieber oder ein Ventil eingebaut, das vom Verbraucher betätigt werden kann, wenn Instandsetzungen eine Absperrung erfordern.

Die Rohrweite des Hausanschlusses von nicht über 30 m Länge wird bei einem Druck von 30 bis 50 m Wassersäule in der Regel

bei	1 bis 5	6 bis 20	20 bis 35	35 bis 50	über 50	Zapfstellen
„	20	25	30	40	50 und mehr	mm

weit genommen. Ein Abortspülkasten wird gleich einem halben Zapfhahn, ein Waschtisch für einen und eine Badewanne für 1,5 Zapfhähne gerechnet. Bei größerer Länge der Hausleitung wird das Rohr weiter, bei höheren Drücken enger genommen.

Im Haus wird die Leitung zu Badewannen nicht enger als 20 mm, jene zu Feuerhähnen in Wohnungen nicht unter 25 mm, in gewerblichen Betrieben nicht unter 50 mm genommen. Leitungen zu Sprenghähnen in Gärten erhalten eine Weite von 25 bis 40 mm.

Die Rohrleitungen werden im Haus stetig ansteigend verlegt. Zur Wärmeisolierung werden sie mit Filzstreifen überwickelt; Rohre ohne Wärmeschutz kühlen im Sommer die Mauer und bewirken die Bildung von Kondenswasser am Putz und weiterhin feuchte Flecken. An der höchsten Stelle der Leitung soll ein Zapfhahn angeordnet sein, damit die Bildung von Luftsäcken vermieden wird.

Die Wasserentnahme geschieht durch Zapfhähne, die als Niederschraubventile ausgebildet sind, mit denen der Abfluß zur Vermeidung des Widerstoßes nur langsam gedrosselt werden kann.

## XII. Die Wassermessung

Die Abgabe des Wassers erfolgt anfänglich nach Errichtung des Wasserwerkes in der Regel ohne Wassermesser gegen Vergütung von Pauschalgebühren, wobei ein

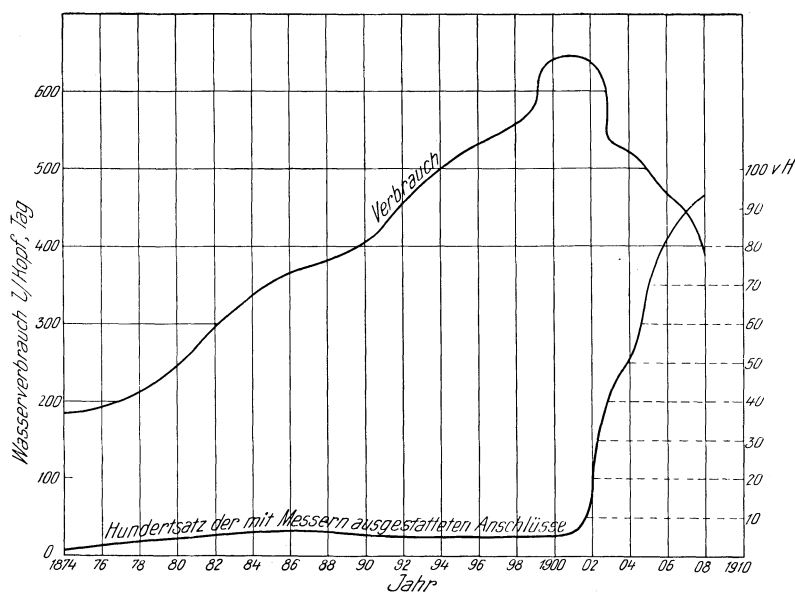


Abb. 496. Herabsetzung des Wasserverbrauches durch den Einbau von Wassermessern in Cleveland, Ohio

gewisser mittlerer Verbrauch für den Kopf und Tag zugrunde gelegt wird. Im Laufe der Zeit steigt der Verbrauch in dem Maße, als sich die Bevölkerung an den mühelosen Wasserbezug gewöhnt und erreicht schließlich die Leistungsfähigkeit des Werkes. Nun ist der Augenblick gekommen, in dem die Bezahlung auf eine andere Grundlage gebracht wird. Statt der Bezahlung mit Pauschalgebühren wird die Bezahlung des tatsächlichen Verbrauches eingeführt und es wird jedes Haus mit einem eigenen Wassermesser ausgerüstet. Um zu verhindern, daß nun in manchen Häusern ein unhygienisches Wassersparen einsetzt, wird in der Regel die Bezahlung derart geregelt, daß eine gewisse Wassermenge, meist 50 l/Kopf-Tag, die für eine reinliche Lebensführung eben hinreicht, auch weiter gegen eine Grundgebühr abgegeben wird und bezahlt werden muß, ob sie verbraucht wird oder nicht, und daß der Mehrverbrauch, der als Luxus anzusehen ist, besonders verrechnet wird. Die Grundgebühr bildet eine sichere Einnahme des Werkes, während die Gebühren für den Mehrverbrauch starken Schwankungen unterliegen. Die Aufteilung der Wassergebühren

auf die Bewohner eines Hauses wird entweder von der Behörde geregelt (z. B. proportional dem Mietzins) oder wird dem Hauseigentümer überlassen.

Durch die Einführung des Wassermessers kann der Verbrauch weitgehend herabgedrückt werden, wie man deutlich an der Auftragung der Abb. 496 erkennen kann.

Als Wassermesser werden meist sogenannte Naßläufer, wie sie auf der S. 98 beschrieben sind, seltener Trockenläufer verwendet. Sie werden frostsicher, meist in einem Schacht, untergebracht, der nicht enger als etwa  $0,70 \times 1,00$  m sein soll.

## Sechster Teil

# Die Ortsentwässerung

## I. Zweck und Umfang der Ortsentwässerung

Die Ortsentwässerung bildet einen Zweig der Ortsreinigung, der die Aufgabe der Ableitung aller Abfallstoffe aus einem Siedlungsgebiete zufällt. Die Abfallstoffe der Siedlungen bestehen aus festen und aus flüssigen Abfällen, die sich in den Haushaltungen, den gewerblichen Betrieben und auf den Straßen und Plätzen ergeben und aus den zum Abfluß gelangenden Niederschlägen. Der Ortsentwässerung obliegt nun die Aufgabe, alle flüssigen und jene festen Abfallstoffe abzuleiten, die gleichzeitig mit den flüssigen anfallen und von diesen nicht ohneweiters getrennt werden können.

Je nach der Größe des Ortes und der Beschäftigung der Bewohner geschieht die Entwässerung auf verschiedene Weise; in kleinen Orten werden vielfach die Fäkalien von den häuslichen Abwässern und den Niederschlägen getrennt beseitigt, während in Städten in überwiegender Mehrheit die Fäkalien und die häuslichen Abwässer sowie die Niederschläge gemeinsam abgeleitet werden. Die erstere Art wird Trennverfahren, die letztere Mischverfahren genannt. Beim Trennverfahren werden die Niederschläge entweder oberirdisch durch Gräben und Rinnsale oder unterirdisch durch eigene Kanäle abgeleitet.

Die Frage, welches Verfahren in einem Orte anzuwenden ist, hängt von einer Reihe von Umständen ab. In ganz kleinen Ortschaften, mit Bewohnern, die vorwiegend Landwirtschaft treiben, wird nur selten auf die Fäkalien als Dungstoff verzichtet; dort werden diese in eigenen Hausfäkalgruben gesammelt und im Frühjahr und Herbst auf die Felder geführt, während die Niederschläge in offenen Gräben dem nächsten Bach als Vorfluter zugeleitet werden. In größeren Orten, besonders in solchen mit geschlossener Verbauung, bereitet oft die landwirtschaftliche Verwertung der in den Gruben angesammelten Fäkalien Schwierigkeiten und das Räumen der Gruben verursacht arge Geruchsbelästigungen; überdies ist bei derartigen Fäkalgruben die Verwendung von Spülaborten nicht zulässig. In solchen Orten werden dann zweckmäßig die Fäkalien und die häuslichen Abwässer in Kanäle geleitet. Die Niederschlagsabflüsse werden in die Kanäle solcher Orte nur so weit geleitet, als deren Ableitung in offenen Gräben wegen Raummangels oder sonstiger örtlicher Verhältnisse auf Schwierigkeiten stößt. In Städten ist die oberirdische Ableitung der Niederschläge meist nicht möglich. Beim Trennsystem müssen dort im allgemeinen zwei getrennte Kanalnetze angelegt werden, eines für die Fäkalien und die häuslichen Abwässer und eines für die Niederschläge. Beim Mischsystem hingegen ist nur ein Kanalnetz für beide Arten der Abwässer nötig.

Sowohl in der Anlage als auch im Betriebe ist das Kanalnetz des Mischverfahrens einfacher; man hat nur einen Kanalstrang in jeder Straße und in der Regel nur eine Zuleitung von jedem Haus. Beim Trennverfahren liegen, wenn von der oberirdischen

Ableitung der Niederschlagswässer, die, wie schon erwähnt worden ist, nur in kleinen Orten möglich ist, abgesehen wird, in jedem Straßenzug zwei Kanäle und von jedem Hause hat man zwei Zuleitungen. Bei einem Vergleich der Kosten müssen selbstverständlich zu den Kosten des Straßennetzes auch jene der Hausleitungen zugerechnet werden; erst dann ergibt der Vergleich ein richtiges Bild. Die Hauszuleitungen allein sind beim Trennverfahren 1,5- bis 2mal so teuer wie beim Mischverfahren. Die beiden Straßenkanäle beim Trennverfahren müssen zusammen ebensoviel Wasser abzuleiten vermögen wie ein einziger Kanal beim Mischverfahren. Erst die Sammler werden beim Trennverfahren kleiner als beim Mischverfahren, weil beim ersteren die Niederschlagswasser am kürzesten Weg in den nächsten Vorfluter geleitet werden können. Um die Sammler beim Mischverfahren möglichst klein halten zu können, werden sie durch Regenauslässe entlastet, die bei einer zwei- bis achtfachen Verdünnung der häuslichen und gewerblichen Abwässer in Tätigkeit treten, so daß auch hier der gegenüber dem Trennverfahren erforderliche Querschnitt erheblich herabgemindert wird. Gegenüber dem Mischverfahren hat das Trennverfahren einige Vorteile, wenn das Abwasser wegen zu geringen Gefälles gepumpt oder wenn es gereinigt werden muß, weil dann nur die häuslichen und gewerblichen Abfallstoffe zu pumpen bzw. zu reinigen sind, während beim Mischverfahren auch ein Teil der Niederschläge mitzupumpen bzw. durch die Reinigungsanlage zu leiten ist. Bei der bisherigen Betrachtung war vorausgesetzt, daß die Niederschlagsabflüsse ohneweiters in einen Vorfluter geleitet werden können. Bei wasserreichen Vorflutern ist das zulässig, bei wasserarmen muß erwogen werden, ob die Abflüsse der Straßen, die erfahrungsgemäß nicht geringe Mengen von organischen Stoffen und Sand führen, ohneweiters eingeleitet werden dürfen, um so mehr, als ja vielfach bei Niederschlägen die Kanäle viel Wasser liefern können, ohne daß der Durchfluß im Vorfluter oberhalb des Ortes nennenswert angestiegen ist. Der Nachteil schließlich, daß die Kanäle beim Mischverfahren in niederschlagsfreien Zeiten nur wenig gefüllt sind und daß sich daher Ablagerungen bilden können, während sich in den Brauchwasserkanälen beim Trennverfahren täglich einmal die Höchstdurchflüsse einstellen, wird durch den Vorteil aufgewogen, daß dafür die Niederschlagsabflüsse die Kanäle beim Mischverfahren kräftig spülen.

In der überwiegenden Mehrzahl ist die Entscheidung beim Ausbau der Stadtekanalisation zugunsten des Mischverfahrens ausgefallen. Das Trennverfahren wird hauptsächlich in kleinen Ortschaften in Frage kommen, wo der größte Teil der Niederschlagswässer in offenen Gräben abgeleitet werden kann und nur ein kleiner in die Kanäle fließt; man hat es dann allerdings nicht mehr mit dem reinen Trennverfahren zu tun.

Das Trennverfahren mit vollständiger unterirdischer Ableitung der Niederschlagswässer wird nur in seltenen Fällen in einem durch eine günstige orographische Beschaffenheit des Gebietes und durch besonders günstigen Verlauf des Vorfluters bevorzugten Orte zur Ausführung gelangen können.

Die Entwässerung erstreckt sich im allgemeinen stets auf das ganze Gebiet des Ortes; die Niederschläge müssen vom ganzen umliegenden Gebiete bis zu den Wasserscheiden, so weit diese Gebiete gegen oder durch die Ortschaft entwässern, berücksichtigt werden. An das Kanalnetz werden sämtliche Häuser angeschlossen und die bestehenden Hausfäkalgruben sollen dann durchwegs aufgelassen werden. Nur in Häusern, die wegen zu großer Entfernung vom nächsten Kanal nicht angeschlossen werden können, sind Fäkalgruben oder Hauskläranlagen zulässig.

Ähnlich wie bei Wasserversorgungsanlagen wird auch die Ortsentwässerungsanlage in allen jenen Teilen, die später nur mit großen Kosten oder großen Beschwerden vergrößert werden können, für 25 bis 40 Jahre vorausbemessen, während die übrigen

Teile für jene Abflüsse eingerichtet werden, die sich voraussichtlich nach 10 bis 15 Jahren einstellen werden.

Literatur: Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Hdb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, 4. Bd. Leipzig: W. Engelmann. 1924. Derselbe: Empfiehlt sich die Einleitung von Niederschlagswässern in die Brauchwasserkanäle des Trennsystems? Gesundheitsingenieur, 39, S. 529. 1916. — Heydt, Th.: Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Mannheim: H. Haas. 1908.

## II. Die Ermittlung der abzuleitenden Wassermengen

Durch die Kanäle werden, wie schon kurz erwähnt wurde, die flüssigen Abfallstoffe des täglichen Lebens, der sogenannte Trockenwetterabfluß und die Niederschläge abgeleitet. Der Beitrag der Haushaltungen zum Durchflusse durch die Kanäle entspricht ungefähr dem Trinkwasserverbrauche. Der größte stündliche Zufluß aus den Haushaltungen in das Kanalnetz beträgt daher in Städten etwa ein Zehntel des mittleren Tagestrinkwasserverbrauches und kann aus den Angaben des Wasserwerkes leicht ermittelt werden; in kleinen Landorten kann er bis auf ein Fünftel des mittleren täglichen Wasserverbrauches ansteigen. Die einem Kanal zulaufende Abwassermenge aus den Haushaltungen wird nicht nach der Kopffzahl der in den einzelnen Häusern wohnenden Personen, sondern nach der Größe der zum Abfluß in den Kanal beitragenden Fläche, gemessen in Hektar und nach der dort festgestellten Wohndichte berechnet.

### Größe Wohndichte einiger Städte

Berlin.....	830 Einwohner/ha	Dresden .....	330 Einwohner/ha
Wien .....	650 „	Hamburg .....	300 „
Königsberg .....	600 „	Magdeburg .....	300 „
Breslau .....	450 „	München .....	250 „
Köln.....	320 „	Frankfurt a. M. ...	200 „

### Wohndichte bei verschiedener Bebauungsart

Verbauung, dichteste, im Kern großer Städte .....	500 bis 1000 Einwohner/ha
„ sehr dicht.....	350 „ 500 „
„ geschlossen .....	250 „ 400 „
„ weitläufig .....	150 „ 300 „
Außengebiete mit Eigenheimen .....	75 „ 150 „

Die von den Niederschlägen in die Kanäle ablaufenden Wassermengen sind innerhalb eines Jahres wesentlich kleiner als die Brauchwassermengen und die Fäkalien. Gelegentlich von Sturzregen werden aber die von denselben herrührenden Durchflüsse in der Sekunde bis über hundertmal so groß als der größte Brauchwasserabfluß und es sind daher die Abflüsse von heftigen Niederschlägen für die Bemessung von Mischkanälen maßgebend. Um sie ermitteln zu können, müssen die Einzugsgebiete und die Niederschlagsmengen sowie die Oberflächenbeschaffenheit der zu entwässernden Flächen bekannt sein.

Die Einzugsgebiete der einzelnen Kanalstränge lassen sich aus dem mit Schichtenlinien versehenen Lageplan in der Regel leicht festlegen. In nicht allzusehr geneigtem Gelände wird die zwischen Kanälen liegende Fläche in der in der Abb. 497 angedeuteten Weise auf die einzelnen Stränge aufgeteilt. Bei stark geneigtem Gelände muß bei der Aufteilung der Beitragsflächen auf die Kanäle der Geländeneigung Rechnung getragen werden.

Die äußere Begrenzung des zu entwässernden Gebietes bilden die Wasserscheiden

des Geländes, das die Ortschaft umschließt. Das Niederschlagswasser dieses Geländes muß aber nicht unbedingt durch die Kanäle abgeleitet werden; in vielen Fällen wird es möglich sein, durch Abfanggräben den Abfluß dieses Gebietes unter Umgehung der Ortschaft dem Vorfluter zuzuleiten und die Entwässerung durch Kanäle auf die augenblicklich bebaute und auf die in der nächsten Zukunft zu verbauende Fläche zu beschränken.

Erfahrungsgemäß liefern die größten Zuflüsse in der Sekunde kurz andauernde heftige Sturzregen. Aus wirtschaftlichen Gründen werden bei der Bemessung der Kanäle äußerst selten auftretende Höchstniederschläge unbeachtet gelassen und man legt dem Entwurfe sogenannte „Berechnungsregen“ zugrunde, d. s. Regen, die je nach der wirtschaftlichen Bedeutung des Stadtteiles verschieden oft im Jahre auftreten. In größeren Städten wird man z. B. im Mittelpunkt des Geschäftslebens, wo jede Verkehrsbehinderung besonders empfindlich wäre und wo die Keller vielfach als Lager hochwertiger Waren ausgenutzt werden, als Berechnungsregen solche festlegen, die nach langjährigen Beobachtungen nur innerhalb einer Reihe von Jahren einmal eintreffen; im sonstigen Stadtgebiete werden meist Regen zugelassen, die alle Jahre einmal zu erwarten sind und in Landorten mit weiter auseinanderliegenden Häusern kann es erforderlich werden, um eine Ortsentwässerung überhaupt zu ermöglichen, Berechnungsregen hinzunehmen, die mehrmals im Jahre auftreten oder übertroffen werden, so daß also mehrmals im Jahre kurz andauernde Straßenüberflutungen zu erwarten sind.

Der Festlegung der Berechnungsregen kommt die größte Bedeutung zu, weil unter allen Umständen, die auf die Kosten der Kanäle Einfluß nehmen, die abzuleitende Regenwassermenge den Ausschlag gibt. Die Frage, wie oft im Jahre eine Überflutung zulässig ist, ergibt eine wirtschaftliche Betrachtung, bei der die durch die Überflutungen jährlich bewirkten Schäden den Mehrkosten weiterer Kanäle gegenübergestellt werden.

Abweichend vom Brauche in der Meteorologie wird in der Ortsentwässerung die Regendichte nicht mehr in mm/min, sondern in l/sec . ha angegeben. Zur Erleichterung der Umrechnung sei angegeben, daß einer Regendichte von

$$1 \text{ mm/min} = 167 \text{ l/sec} \cdot \text{ha}$$

oder

$$1 \text{ l/sec} \cdot \text{ha} = 0,0001 \text{ mm/sec} = 0,006 \text{ mm/min} = 0,36 \text{ mm/h}$$

entspricht.

Als Berechnungsregen hat man früher für das ganze Kanalsystem einen Sturzregen festgelegt. Die Erfahrung hat aber gelehrt, daß dieser einfache Vorgang nicht zulässig ist. In kurzen Kanälen liefern nämlich kurze, heftige Sturzregen die größten Abflüsse, während in längeren Kanälen länger anhaltende, aber minder heftige Sturzregen maßgebend sind. Die an Regenschreibern gemessenen Sturzregen werden aus diesem Grunde in Sturzregen von 0 bis 5, 5 bis 10, 10 bis 15 usw. Minuten Dauer zerlegt, zu jedem wird die Niederschlagsmenge in l/sec . ha ermittelt und es werden aus der Beobachtungsreihe nun Sturzregen herausgesucht, die bei den oben angegebenen Regendauern einmal, zweimal oder öfter bzw. in 2 oder 3 Jahren einmal erreicht oder überschritten werden. Eine Reihe solcher Sturzregen verschiedener Dauer, die in einem Jahre gleich oft erreicht oder überschritten werden, wird nun als eine Reihe wirtschaftlich gleichwertiger Berechnungsregen bezeichnet. Eine Anzahl

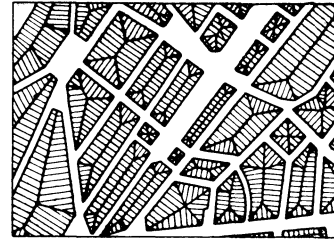


Abb. 497. Aufteilung der Einzugsgebiete auf die Kanalstränge



solcher in verschiedenen deutschen Städten ermittelter wirtschaftlich gleichwertiger Sturzregen, die im Jahre einmal erreicht oder überschritten werden, sind in der Tabelle 66 zusammengestellt und in den Abb. 498 und 499 sind überdies derartige Sturzregen verschiedener Dauer graphisch dargestellt, die in Berlin bzw. im Emschergebiet

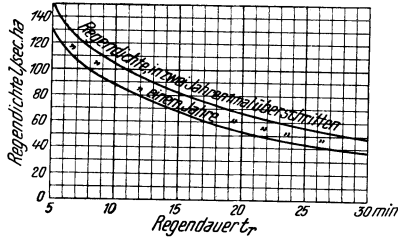


Abb. 498. Wirtschaftlich gleichwertige Berechnungsregen in Berlin. (Nach H. Hahn und F. Langbein)

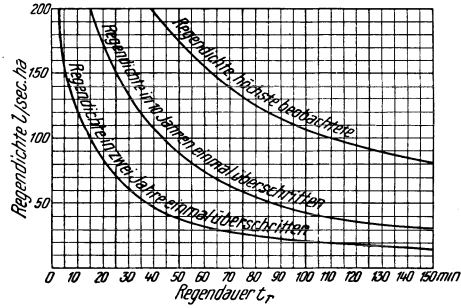


Abb. 499. Wirtschaftlich gleichwertige Berechnungsregen im Emschergebiet. (Nach K. Imhoff, Essen)

den Kanalbemessungen zugrunde gelegt werden. Sind beim Entwurfe eines Kanalnetzes keine Sturzregenbeobachtungen vorhanden, so müssen die zugrundezulegenden Berechnungsregen auf Grund vorhandener Beobachtungen in benachbarten klimatisch ähnlich gelegenen Orten geschätzt werden.

Tabelle 66. In deutschen Städten jährlich einmal erreichte oder überschrittene Regenmengen in l/sec. ha (nach E. Thormann und A. Fink)

Beobachtungsort	Beobachtungsdauer Jahre	Regen mit einer Dauer von Minuten					
		0—5	5—10	10—15	15—20	20—25	25—30
Hannover	14	155	130	95	60	52	45
Darmstadt, Stadthausgarten	—	150	95	60	42	—	—
„ „ Heinrichstraße	—	123	107	46	33	—	—
Karlsruhe	—	125	87	55	42	33	—
Stuttgart	—	110	95	60	46	32	30
Oppeln	—	115	100	83	60	—	—
Mainz	—	150	125	105	90	75	60
Hamburg	—	178	150	122	100	86	75
Stettin	—	160	103	85	72	61	52
Bremen	—	?	130	78	54	42	—
Leipzig	—	?	165	120	70	—	30
Frankfurt a. M.	—	?	150	115	80	60	—
Augsburg	13	168	132	?	100	?	68
Nürnberg	17	168	126	?	96	?	63
Passau	10	163	112	?	63	?	49
Aschaffenburg	15	145	94	?	52	?	43
Würzburg	15	138	102	?	75	?	55
Amberg	14	125	87	?	60	?	46
Kaiserslautern	10	104	65	?	45	?	34
Ludwigshafen	11	102	60	?	41	?	32
Berlin-Charlottenburg	—	172	125	100	83	70	63
Berlin-Kernstadt	20	132	88	68	53	43	38
Norddeutschland, nach Hellmann	—	133	108	95	88	?	73
„ „ Bodenseher	—	197	150	122	101	?	79

Wenn die Reihe der Berechnungsregen festgelegt ist, z. B. jene, deren Ergiebigkeit (l/sec. ha) jährlich einmal erreicht oder überschritten wird, so muß nun für

jeden Kanal jener Regen der Reihe gesucht werden, der den größten Beitrag liefert. Bei kurzen Kanalsträngen sind das die heftigen kurzen, bei langen Kanälen die längeren, weniger heftigen Regen. Erfahrungsgemäß ist die Regendichte von Sturzregen nun nicht im ganzen überregneten Gebiete die gleiche, sondern sie nimmt vom Kerngebiet weg rasch ab. Diese Tatsache wird bei der Berechnung des Zuflusses zu den Kanälen nicht berücksichtigt.

Vom gefallenem Niederschlag  $N$  fließt nur ein Teil  $\varphi N$  in die Kanäle ab, der Rest versickert oder verdunstet. Bei der Berechnung des Zuflusses in einen Kanal werden die folgenden Durchschnittswerte der Abflußbeiwerte  $\varphi$  benützt:

Dächer mit Blecheindeckung, Schieferdächer .....	$\varphi = 0,95$
Ziegel- und Pappedächer .....	$\varphi = 0,9$
Holzzementdächer .....	$\varphi = 0,5$ bis 0,7
Asphaltpflaster .....	$\varphi = 0,85$ ,, 0,9
Fugendichtes Pflaster aus Stein oder Holz .....	$\varphi = 0,80$ ,, 0,85
Reihenpflaster mit nicht gedichteten Fugen .....	$\varphi = 0,50$ ,, 0,70
Kopfstein und Mosaikpflaster .....	$\varphi = 0,40$ ,, 0,50
Steinschlagstraßen .....	$\varphi = 0,25$ ,, 0,45
Kieswege .....	$\varphi = 0,15$ ,, 0,30
Gärten, Wiesen .....	$\varphi = 0,05$ ,, 0,25
Wälder .....	$\varphi = 0,01$ ,, 0,20

Abflußbeiwerte  $\varphi$  für Gebiete, die aus Abflußflächen verschiedener Beschaffenheit bestehen, können aus den Flächenanteilen  $f_1, f_2 \dots$  jeder Flächenart im Sinne der obigen Zusammenstellung aus der Formel

$$\varphi = \frac{\sum f \varphi}{\sum f} \quad (573)$$

ermittelt werden. Es ergeben sich hiebei, je nach der Art der Verbauung Abflußbeiwerte, die innerhalb der unten angegebenen Grenzen liegen, und zwar

im alten, dichtverbauten Kern der Städte .....	$\varphi = 0,7$ bis 0,9
in den anschließenden Bezirken mit geschlossener Verbauung ..	$\varphi = 0,5$ ,, 0,7
bei offener Verbauung, auch Fabriken .....	$\varphi = 0,25$ ,, 0,5
bei Sportplätzen, Bahnhofgebieten, unverbauten Flächen .....	$\varphi = 0,10$ ,, 0,30

Es braucht wohl kaum besonders hervorgehoben zu werden, daß die angeführten Abflußbeiwerte  $\varphi$  nur ganz rohe Durchschnittswerte sind, die unter Umständen sehr bedeutend über oder unterschritten werden können. Besonders jene, die für den Abfluß von ungedichtetem Erdboden gelten, können bei kurzem Regen unterschritten, bei länger dauernden aber auch, wenn der Boden wenig durchlässig und mit Wasser gesättigt ist, besonders bei geneigtem Gelände, wesentlich übertroffen werden.

Aus dem vom Regen abfließenden Anteil  $\varphi N$  und der Größe des Einzugsgebietes  $F$  kann nun leicht der größte Zufluß  $\varphi NF$  in der Sekunde in einen kurzen Kanal berechnet werden. Wenn der Kanal sehr lang ist, so kann es vorkommen, daß ein Wassertheilchen, das den ganzen Kanal zu durchlaufen hat, länger unterwegs ist, als der Sturzregen andauert; dann hat das Gelände am unteren Ende des Kanals schon aufgehört, Wasser in den Kanal zu liefern, bevor noch das erste Wasser vom Kanal-anfang das Kanalende durchlaufen hat und der größte Durchfluß durch den Kanal ist dann kleiner als  $\varphi NF$ . Diese Erscheinung wird Abflußverzögerung genannt und sie wird bei der Berechnung eines Kanalsystems berücksichtigt, weil sie es unter Umständen ermöglicht, kleinere Kanalquerschnitte anzuwenden. Der Quotient aus dem größten tatsächlich auftretenden Durchfluß  $Q_{\max} : \varphi NF$  wird Verzögerungsbeiwert genannt.

Für die Ermittlung der Abflußverzögerung sind eine große Zahl von Formeln aufgestellt worden, denen aber, wenn überhaupt, nur lokale Bedeutung zukommt und die daher nicht näher zu erörtern sind. Nur die zeichnerischen Verfahren liefern einen zuverlässigen Nachweis für das Auftreten und die Größe der Verzögerung. Um das Wesen der Verzögerung zu erläutern, sei vorerst jene Zeit, die ein Wasser-

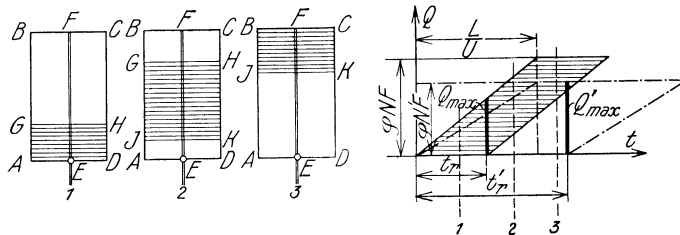


Abb. 500. Ermittlung der Abflußverzögerung

teilchen vom Rande des Einzugsgebietes bis zum Kanal unterwegs ist, vernachlässigt und angenommen, daß das Wasser im Kanal unabhängig von der Füllhöhe mit der Geschwindigkeit  $U$  fließe. Durch den Endquerschnitt  $E$  des Kanales  $EF$ , der die Fläche  $ABCD$  (Abb. 500) entwässert, läuft im ersten Augenblicke nur Regenwasser von einem schmalen Flächen-

streifen längs  $AD$ . Dieser wasserliefernde Streifen wird immer breiter und wächst gegen  $BC$  hin so lange an, als der Regen dauert. Nach dem Regenende wandert die obere Begrenzung  $GH$  des durch  $E$  Wasser liefernden Streifens weiter gegen  $BC$ ; im Augenblicke nach dem Regenende ist das Wasser von einem schmalen Flächenstreifen bei  $AD$  schon abgelaufen und die untere Begrenzung  $JK$  des wasserspendenden Teiles des Einzugsgebietes rückt nun mit gleicher Geschwindigkeit der oberen Grenze  $GH$  nach. Im Augenblicke des Regenendes, also der Loslösung der Flächenbegrenzung  $JK$  von  $AD$  hat der Durchfluß durch  $E$  seinen Höchstwert erreicht, auf dem er beharrt, bis  $GH$  in  $BC$  anlangt; von da ab nimmt der Durchfluß wieder ab, bis  $JK$  in  $BC$  angelangt ist. Die zum betrachteten Niederschlag von der Dauer  $t_r$  und zum Einzugsgebiet  $ABCD$  von der Länge  $L$  gehörige Flutfläche ist ebenfalls in der Abb. 500 dargestellt. Die Begrenzungslinien  $GH$  bzw.  $JK$  wandern mit der Ge-

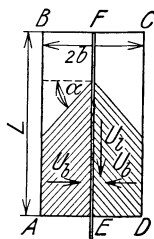


Abb. 501. Form der wasserspendenden Fläche, wenn die Dauer des Zulaufes eines Wasserteilchens vom Rande des Einzugsgebietes bis zum Kanal berücksichtigt wird

geschwindigkeit  $U$  kanalaufwärts und erreichen in der Zeit  $t_a = \frac{L}{U}$  die obere Grenze  $BC$  des Einzugsgebietes. Wenn die Regendauer  $t_r$  kürzer ist als diese Laufzeit  $t_a$ , so erreicht also, wie ein Blick in die Abb. 500 lehrt, der Abfluß nicht die Größe  $qNF$ , es tritt also Abflußverzögerung ein. Ein minder heftiger Sturzregen hat erfahrungsgemäß eine größere Dauer  $t'_r$ , und er kann trotz geringerer Intensität, wie ebenfalls die Abb. 500 lehrt, größere Durchflüsse im Kanalquerschnitt  $E$  bewirken. Es ist daher, wie nochmals betont sei, unzulässig, mit einem Sturzregen im ganzen Kanalsystem zu rechnen. Man muß vielmehr aus der Reihe der wirtschaftlich gleichwertigen Berechnungsregen jenen heraussuchen, der den größten Durchfluß bewirkt.

Die jeweils wasserspendende Teilfläche des Einzugsgebietes ist bisher durch zwei Gerade  $GH$  bzw.  $JK$  senkrecht zum Kanal begrenzt gedacht worden, es ist daher die Zeit, die das Wasser für den Zulauf vom Rand des Einzugsgebietes bis zum Kanal braucht, vernachlässigt worden. Wird diese berücksichtigt, so neigen sich die Begrenzungslinien der wasserspendenden Fläche gegen den Kanal unter dem Winkel  $\alpha = \arctan \frac{U_l}{U_b}$  (Abb. 501). Dem kann genügend genau Rechnung getragen werden, wenn als Anlaufdauer statt  $t_a = \frac{L}{U}$  nunmehr  $t_a = \frac{L}{U_l} + \frac{b}{U_b}$  gesetzt wird. Wird z. B. ein Kanal von der Länge  $L = 2000$  m untersucht, in dem

das Wasser bei Vollauf mit der Geschwindigkeit  $U = 2$  m/sec fließt und der ein Gebiet von 10 ha entwässert, in dem als Abflußbeiwert  $\varphi = 0,5$  gilt, so ergeben sich als größte Abflußmengen bei verschiedenen Berechnungsregen der Abb. 498, die einmal jährlich überschritten werden, die in der Abb. 502 dargestellten Durchflüsse und der größte stellt sich bei einer Regendauer von 16,67 Minuten mit  $Q = 630$  l/sec, also bei einer Regendauer gleich der Anlaufdauer  $t_a$  ein. Würde dasselbe Gebiet von einem Kanal entwässert, der nur 1500 m lang ist, so würde sich der größte Durchfluß mit  $Q = 770$  l/sec bei einer Regendauer von 12,50 Minuten einstellen.

Auf diese Weise werden die in einzelnen Kanälen für die Bemessung maßgebenden Abflüsse aufgesucht. Die Abflußgeschwindigkeit  $U$  wird zuerst geschätzt, dann wird auf Grund des ermittelten Durchflusses der Kanal bemessen, die Durchflußgeschwindigkeit bei Vollaufen berechnet und wenn diese vom zuerst geschätzten Werte wesentlich abweicht, so wird mit einem verbesserten  $U$  die Untersuchung wiederholt. Hierauf wird mit dem schon bemessenen Kanal der nächstfolgende betrachtet, für

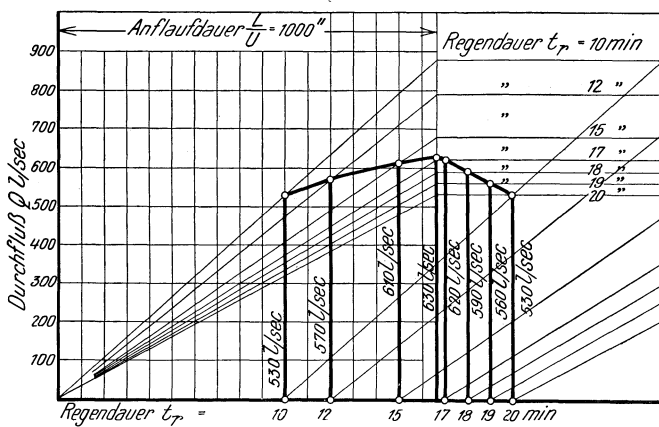


Abb. 502. Ermittlung des maßgebenden Berechnungsregens

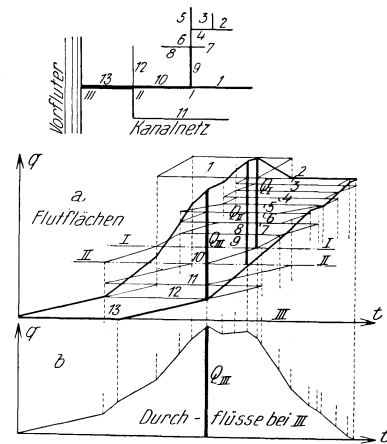


Abb. 503. Zeichnerische Ermittlung der Abflußverzögerung

beide zusammen der Berechnungsregen und der Durchfluß ermittelt, für den die neu hinzugenommene Strecke zu bemessen ist und so fort.

Für den Sammelkanal eines Kanalsystems ist eine weitere Untersuchung erforderlich. Auch für diesen ist meist jener Regen maßgebend, dessen Dauer gleich der Anlaufdauer der längsten Kanalstrecke bis zum betrachteten Querschnitt ist. Um den Gang des Abflusses und den Höchstabfluß zu ermitteln, werden für mehrere Berechnungsregen die Flutflächen der einzelnen Kanäle ermittelt und in der in der Abb. 503 dargestellten Weise derart aneinandergereiht, daß die Flutflächen von ineinandermündenden Kanälen an derselben Zeitordinate beginnen. Die Durchflüsse in den einzelnen Kanalstrecken sind dann bekannt und die meisten Kanäle schon bemessen, so daß die Durchflußgeschwindigkeit unter Berücksichtigung der Füllung des Querschnittes ermittelt werden können. Wo die Querschnitte noch nicht bemessen sind, wird die Geschwindigkeit geschätzt und allenfalls später verbessert. Die einzelnen Spitzen der Flutflächen werden dann herab bzw. hinaufgeschoben und auf diese Weise durch Flächenumwandlung schließlich die Ganglinie des Durchflusses ermittelt. Unter Verwendung verschiedener Berechnungsregen kann auf diese Weise die ungünstigste Ganglinie ermittelt werden.

Literatur: Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Hdb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, Bd. 4. Leipzig: W. Engelmann. 1924. — Heydt, Th.: Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Mannheim: H. Haas. 1908. — Imhoff, K.: Taschenbuch der Städteentwässerung. 5. Aufl. Berlin: R. Oldenbourg. 1928.

### III. Die Beschaffenheit der Abwässer städtischer Kanäle

Das Abwasser städtischer Kanäle, in die nach dem Mischverfahren sämtliche flüssige und die von ihnen nicht ohneweiters trennbaren festen Abfallstoffe und das Regen- und Brauchwasser geleitet werden, ist in frischem Zustande fast geruchlos und hat gelbgraue trübe Farbe. Die einzelnen Schmutzstoffe sind noch zu erkennen. Durchschnittlich kann man rechnen, daß auf einen Einwohner im Jahr 4,7 kg Sandfangrückstände, 2,9 kg Rechenrückstände und 21 kg Schwebestoffe (Trockengewicht) entfallen, von denen 2,5 bis 3 kg Fett sind. Täglich kommen durchschnittlich 0,45 l Schlamm mit 90 v. H. Wassergehalt auf einen Einwohner.

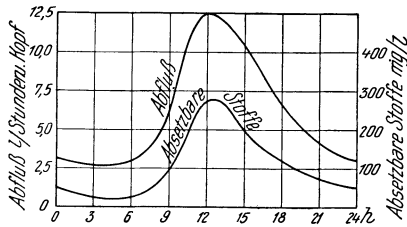


Abb. 504. Gang des Trockenwetterabflusses.  
(Nach K. Imhoff)

Sowohl der Abfluß des Abwassers als auch der Gehalt an Schmutzstoffen weist einen für den betreffenden Ort charakteristischen Gang innerhalb eines Tages auf, der ähnlich jenem des Trinkwasserverbrauchs verläuft und von den Lebensgewohnheiten der Bewohner abhängt.

Die Schwebestoffe sind zum Teil absiebbar; ihr Anteil wird aus Proben durch Siebe mit einer Maschenweite, die jener der zu verwendenden Siebe gleicht, bestimmt. Auch der Gehalt an Schwebestoffen weist einen Gang innerhalb eines Tages auf, wie ein Blick in die Abb. 504 bzw. die Tabelle 67 lehrt; der höchste Gehalt fällt in die Zeit größten Trinkwasserverbrauchs. Von den Schwebestoffen ist ein weiterer Teil absetzbar; die Menge dieser absetzbaren Schwebestoffe wird in einem 40 cm hohen Standglas bestimmt, in dem eine Abwasserprobe zwei Stunden sich selbst überlassen wird.

Tabelle 67. Mittlere Beschaffenheit der Abwässer von Berlin zu verschiedenen Tageszeiten nach Absieben der Sperrstoffe über 2 mm  
(Nach F. Kroll)

Tages- stunden	Gesamtabdampf- rückstand		Gelöste Stoffe		Absetzbare Stoffe		Schlamm cm <sup>3</sup> /l	Chloride mg/l Chlor	Oxydier- barkeit mg/l K Mn O <sub>4</sub>	Gesamt- stickstoff mg/l N
	mg/l	davon organisch mg/l	mg/l	davon organisch mg/l	mg/l	davon organisch mg/l				
2	930	360	846	249	65	44	2,0	106,1	241	48,3
4	905	291	816	228	45	33	1,3	95,7	197	43,2
6	1076	423	877	269	97	69	3,2	136,1	263	61,1
7	1300	532	969	307	188	137	4,9	161,2	390	83,9
8	1620	768	1082	372	363	276	8,8	206,3	512	139,4
9	1614	752	1118	369	387	293	9,8	211,3	569	153,5
10	1677	772	1127	372	382	285	9,4	245,7	608	148,6
11	1581	717	1081	331	359	271	9,1	223,0	564	117,3
12	1461	636	1041	330	316	230	7,8	204,9	509	88,2
13	1438	632	1026	307	285	210	7,2	208,5	440	72,8
14	1467	610	1023	296	297	217	7,1	198,0	383	73,1
15	1445	578	1015	282	258	197	6,4	204,5	371	73,6
16	1446	604	1027	306	264	192	6,7	215,1	425	78,0
17	1482	643	1033	308	309	208	7,5	216,7	437	82,7
18	1463	671	1031	311	272	192	7,2	222,6	411	90,4
20	1363	568	957	298	222	150	6,2	197,0	361	95,3
22	1236	500	937	259	149	110	4,4	165,9	280	81,2
24	1063	379	895	251	92	51	2,9	140,2	253	61,7

Der Rest der Schwebestoffe wird als nicht absetzbar bezeichnet; überdies enthält das Wasser noch Kolloide und gelöste Stoffe. Die Menge der absetzbaren Schwebestoffe beträgt 3 bis 9 v. H. des Abwassers.

Der überwiegende Teil der im Abwasser enthaltenen ungelösten und gelösten Stoffe ist meist organischer Beschaffenheit und daher mehr oder minder leicht fäulnisfähig.

Dunbar macht für den Gehalt der Abwässer verschiedener Städte an ungelösten, fein verteilten Stoffen die in der Tabelle 68 zusammengestellten Angaben; sie weisen große Unterschiede auf, weil sie vermutlich von Proben stammen, die zu verschiedenen Tageszeiten entnommen worden sind.

Das Abwasser fault nicht, wenn sein Sauerstoffgehalt mindestens ebenso groß ist als jener, den die niedrigen Lebewesen im Wasser zur Auf-

zehrung der organischen Stoffe benötigen. Diese Sauerstoffmenge wird die biologische genannt. Der tatsächliche Sauerstoffgehalt des Abwassers, in v. H. des biologischen Sauerstoffbedarfes ausgedrückt, wird Grad der Haltbarkeit des Abwassers genannt. Wenn der Sauerstoffgehalt geringer ist, so fault das Abwasser auch dann, wenn alle Schwebestoffe entfernt sind.

Tabelle 68. Angaben über den Gehalt des Abwassers verschiedener Städte an fein verteilten ungelösten Stoffen (nach Dunbar)

Stadt	Gesamte Trockenbestandteile mg/l	Organische Bestandteile mg/l	Anorganische Bestandteile mg/l
Wiesbaden .....	74,0	34,0	40,0
Hamburg .....	229,4	179,9	119,5
Hannover .....	302,0	—	—
Köln .....	303,0	214,6	88,4
Essen .....	318,6	213,4	105,2
Freiburg .....	350,5	194,7	155,8
Breslau .....	404,7	200,0	204,7
London .....	426,14	—	—
Manchester .....	458,0	—	—
Leeds .....	600,6	—	—
Birmingham .....	686,0	—	—
Halle .....	1016,4	404,8	611,6
Frankfurt a. M. ....	1390,0	955,0	435,0

Literatur: Dunbar, W. P.: Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage. 2. Aufl. München: R. Oldenbourg. 1912. — Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Hdb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, 4. Bd. Leipzig: W. Engelmann. 1924. — Imhoff, K.: Taschenbuch der Städtewässerung. 2. Aufl. München: R. Oldenbourg. 1928. — Derselbe: Fortschritte der Abwasserreinigung. 5. Aufl. Berlin: C. Heymann. 1926. — Ohlmüller, W. und Spitta, O.: Die Untersuchung und Beurteilung des Wassers und Abwassers. Berlin: J. Springer. 1921.

#### IV. Die Beseitigung und Reinigung der Abwässer

##### a) Die unmittelbare Einleitung der Abwässer in den Vorfluter

Wenn der kleinste Durchfluß im Vorfluter wesentlich größer ist als der Trockenwetterabfluß des Ortes, kann das Abwasser ohne besondere Behandlung in den Fluß eingeleitet werden. Im Vorfluter werden die fäulnisfähigen Stoffe durch Oxydation und durch die Tätigkeit der Kleinlebewesen in nicht fäulnisfähige umgewandelt, ein Vorgang, der als Selbstreinigung des Flusses bezeichnet wird.

Die unmittelbare Einleitung wird in der Regel als zulässig angesehen, wenn der kleinste Durchfluß im Vorfluter mindestens 15 bis 60 mal so groß ist als der Trockenwetterabfluß zur Zeit des stärksten Trinkwasserverbrauches. Nach einer von Baumeister aufgestellten Formel kann allenfalls auch berechnet werden, von wieviel Einwohnern  $E$  die Abwässer ohne weiteres in den Fluß geleitet werden dürfen. Bedeutet  $Q$  den kleinsten Durchfluß in  $\text{m}^3/\text{sec}$ ,  $U$  dessen mittlere Geschwindigkeit

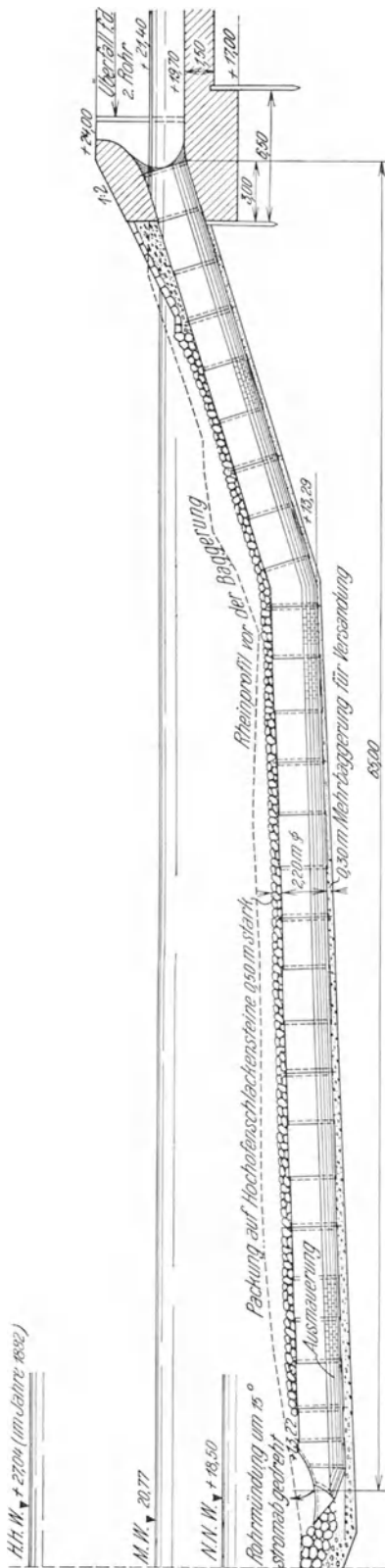


Abb. 505. <sup>1)</sup> Längsschnitt durch das Einleitungsbauwerk der Emscher im Rheinbett

im Vorfluter, so darf bei einem mittleren täglichen Trinkwasserverbrauch von 100 l/Kopf die Einwohnerzahl höchstens

$$(574) E < \frac{86400}{(1+c)k} Q U$$

sein; wenn keine Fäkalien eingeleitet werden, wird  $c = 0$ , wenn alle eingeleitet werden, wird  $c = 1$  gesetzt.  $k$  bedeutet einen Verschmutzungsbeiwert der  $\sqrt{5}$  ist.

Die Zuleitung der Abwässer in den Fluß muß so erfolgen, daß sich die Abwässer unmittelbar nach ihrer Einleitung gründlich mit dem Flußwasser mischen. Als Beispiel für ein solches der Einleitung dienendes Bauwerk sei auf das Einmündungsbauwerk der Emscher in den Rhein verwiesen, das in den Abb. 505 bis 510 durch einige Schnitte und Ansichten dargestellt ist. Man hat dort zwei Rohre in einem zuvor im Flußgrund gebaggerten Graben verlegt, von denen das eine für die Ableitung des Trockenwetterabflusses bestimmt ist und daher zum Schutz der Eisenwandung in der unteren Hälfte eine Schale aus Steinzeugplatten erhalten hat. Der Einlauf zum Rohr ist ähnlich ausgestattet wie jener eines Dückers mit Trockenwetterabflußrohr (vgl. S. 474), also derart, daß das zweite Rohr nur durchflossen wird, wenn mehr zuläuft, als das mit Steinzeugplatten verkleidete abzuleiten vermag.

Das Gerüst für die Verlegung einer langen Kanalmündungsleitung im Rhein bei Crefeld zeigt die Abb. 511.

In Vorflutern, die sehr reichlich Wasser führen und in denen auch am Ufer lebhaftere Strömung stattfindet, können kleinere Abflüsse

<sup>1)</sup> Diese, sowie die folgenden Abb. 506 bis 510 und 557 stammen aus „25 Jahre Emscher-Genossenschaft in Essen“.

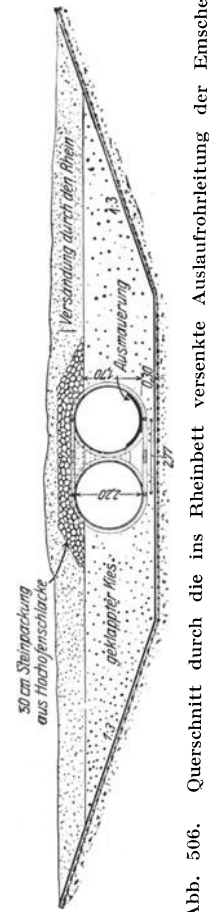


Abb. 506. Querschnitt durch die ins Rheinbett versenkte Auslaufrohrleitung der Emscher



Abb. 507. Stapellauf der Rohrleitung, die mit Winden auf der Gleitbahn zu Wasser gelassen wird

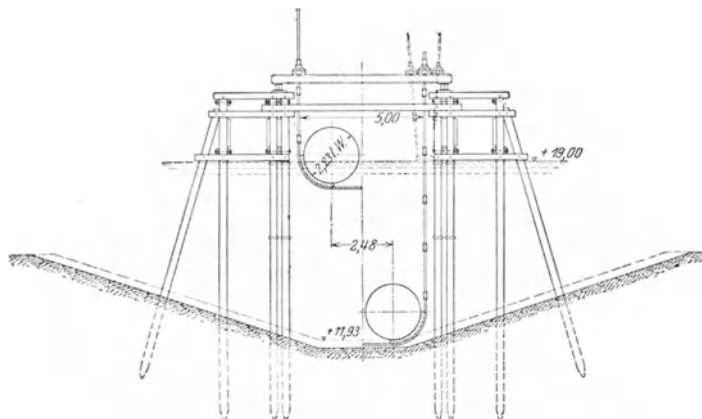


Abb. 508. Das Versenkgerüst für das Auslaufrohr an der Mündung der Emscher in den Rhein



Abb. 509. Die Versenkung der an zwei Böcken aufgehängten Auslaufrohrleitung in die im Rheinbett vorgebagerte Rinne





Abb. 510. Der Einlauf zu den Auslaufrohren der Emscher Ausmündung in den Rhein mit dem Überlauf zum nichtausgemauerten Rohr



Abb. 511. Verlegung des eisernen Kanalauslaufrohres in den Rhein in Crefeld. (Dyckerhoff & Widmann)



Abb. 512.<sup>1)</sup> Auslaufbauwerk am Teltowkanal in Berlin

auch mit einem einfachen Auslaufbauwerk eingeleitet werden, etwa wie es in der Abb. 512 dargestellt ist.

Wenn größere Verunreinigungen vom Vorfluter ferngehalten werden müssen, wird ein Rechen oder ein Sieb in die Leitung eingeschaltet (vgl. S. 388).

Literatur: Frühling, A.: Die Entwässerung der Städte. Handb. d. Ing. Wissensch., III. Teil, 4. Bd., 4. Aufl., S. 211. W. Engelmann. 1910. — Prüß, M.: Die Einleitung der Emscher in den Rhein. Der Bauingenieur, 6, S. 161. 1925.

<sup>1)</sup> Diese, sowie die folgenden Abb. 562, 601, 602, 611, 623, 625, 633, 634, 640 bis 642, 647 bis 649, 651 bis 654, 657 bis 660, 665, 668, 670, 675 bis 677, 681, 683 bis 700, 707 und 708 stammen aus H. Hahn und F. Langbein, 50 Jahre Berliner Stadtentwässerung. R. Metzner, Berlin 1928.

## b) Reinigung des Abwassers

Die zahlreichen, besonders im Trockenwetterabfluß enthaltenen fäulnisfähigen Stoffe erfordern eine besondere Behandlung der Abwässer, wenn der Vorfluter zeitweise oder dauernd wenig Wasser führt; das anzuwendende Verfahren richtet sich nach den Anforderungen, die hinsichtlich der Reinheit an das in den Vorfluter einzuleitende Abwasser gestellt werden. Stets werden vor allem sperrige Körper mit einem Grobrechen aus dem Abwasser herausgefangen und in der Regel wird auch vor jede weitere Anlage ein Sandfang gelegt. Bei wasserreichen Vorflutern genügt es, wenn die gröberen festen Stoffe im Abwasser, mit Durchmessern über etwa 1 bis 3 mm, durch Siebe herausgeholt werden; wenn höhere Anforderungen gestellt werden, so kommen Kläranlagen zur Anwendung, die etwa fünfmal so viel feste Stoffe aus dem Wasser entfernen als Siebe, ohne im Betrieb kostspieliger zu sein. Wenn das Wasser in sehr wasserarme Vorfluter eingeleitet werden soll, so muß schließlich noch eine biologische Reinigung des Abwassers folgen, bei der die Kolloide und die gelösten faulfähigen Stoffe ausgeschieden werden; hierher gehören die Verfahren mit biologischen Tauchkörpern, mit belebtem Schlamm, die biologischen Tropfkörper, die Fischteiche, die aussetzende Bodenfiltration und die Berieselung. Statt dieser biologischen Verfahren, die dem Wasser die fäulnisfähigen Stoffe entziehen, kann die Fäulnis im Wasser auch durch Chlorierung verhindert werden. Wasser, das infolge von Fäulnis schon übel riecht, verliert durch hinreichenden Chlorzusatz den üblen Geruch vollständig.

### 1. Die mechanische Reinigung der Abwässer

#### a) Grobrechen

Die Grobrechen werden aus hochkantig gestellten Flacheisen oder aus Eisenrohren, mit Lichtweiten zwischen 5 und 15 cm eingebaut. In ihnen fangen sich neben Holz, Konservenbüchsen und anderen sperrigen Körpern größere Mengen Lumpen und Papiers, die öfter entfernt werden müssen. Die Rechenstäbe werden in der Regel schräg angeordnet, etwa wie es in der Abb. 513 zu erkennen ist, damit die Reinigung leicht ausgeführt werden kann. Die Reinigung erfolgt ähnlich wie bei den Rechen der Kraftwerke durch Harken, mit denen das Rechengut hochgezogen wird.

#### β) Sandfänge

Wenn das Abwasser durch Siebe gereinigt, durch Dücker geleitet oder wenn es gepumpt wird, vielfach auch vor einer großen Kläranlage, wird der mitgeschleppte Sand in eigenen Sandfängen dem Wasser entzogen. Sandfänge müssen so bemessen werden, daß neben dem Sand kein fäulnisfähiger Schlamm abgesetzt werden kann. Solcher Schlamm würde bald in Fäulnis übergehen und das durchfließende Wasser infizieren. Die Geschwindigkeit darf aus diesem Grunde unter eine gewisse Grenze nicht herabgehen. In ausgeführten Anlagen liegen die Durchflußgeschwindigkeiten zwischen 0,15 und 0,50 m/sec, doch sollte man ohne zwingenden Grund nicht unter 0,3 m/sec herabgehen. Sandfänge wurden früher vielfach mit erheblichen Längen, vielfach mit trichterförmigem Boden ausgeführt. Die Erfahrung hat gelehrt, daß große Längen ebenso wie Mulden im Boden und auch Bauformen, in denen vom Wasser nicht stets lebhaft durchflossene Winkel vorkommen, schädlich sind, weil sich in solchen Anlagen neben Sand auch andere Stoffe ablagern, die bald in Fäulnis übergehen. Sandfänge werden in der Regel mit zwei oder mehr 10 bis 30 m langen Kammern und einer Umlaufleitung gebaut. Eine dieser Kammern ist für den Trocken-

wetterabfluß bestimmt. Vor dem Sandfang wird auch stets ein Regenüberlauf angelegt, der jene Wassermengen, die die Höchstleistung des Sandfanges überschreiten, in den Umlaufkanal leitet. Als Beispiel ist in den Abb. 514 und 515 der Sandfang

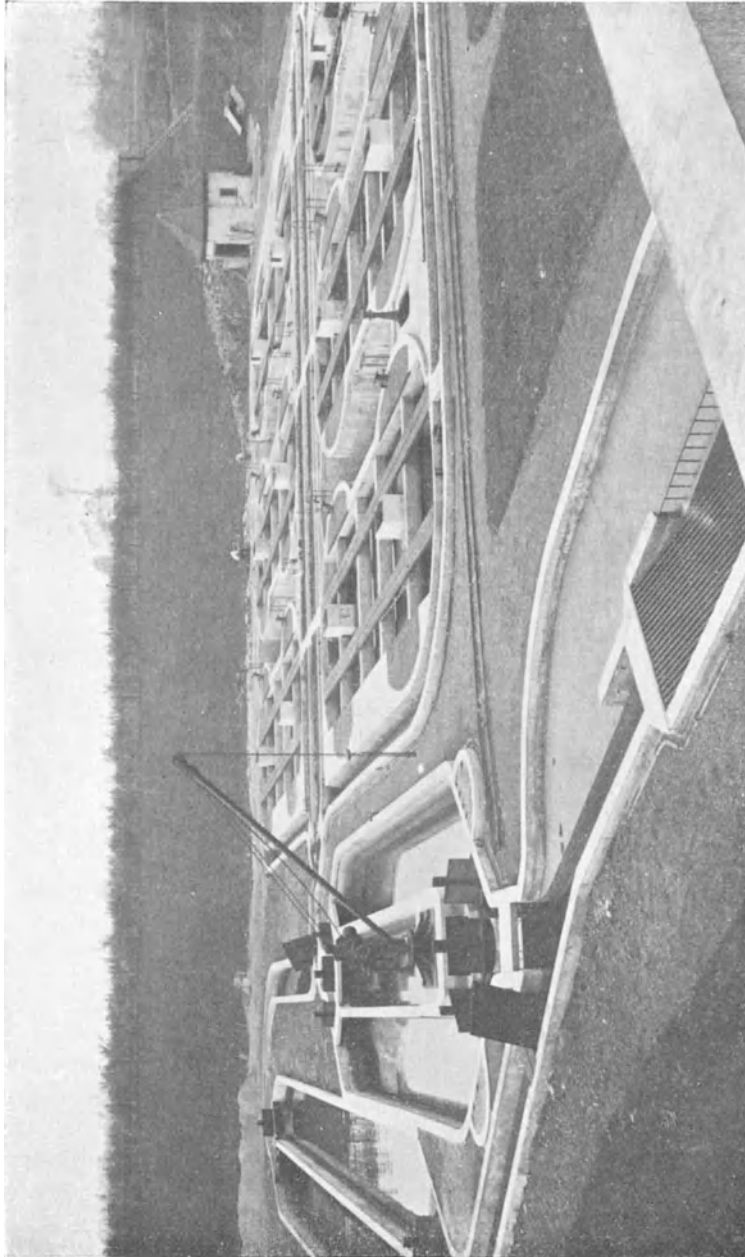


Abb. 513.<sup>1)</sup> Die Kläranlage Gelsenkirchen-Nord. Die Kläranlage besteht aus 12 Emscherbrunnen (rechts). Im Vordergrund der Grobrechen mit dem Umlaufe, links der Sandfang. Angeschlossen sind 100 000 Einwohner mit einem Trockenwetterabfluß von 400 l/sec. Durchflußzeit 1 Stunde

der Kläranlage Essen—Rellinghausen dargestellt und die Abb. 516 gibt eine Ansicht einer solchen Anlagen wieder.

Der abgelagerte Sand wird aus den Kammern entweder mit Becherwerken,

<sup>1)</sup> Diese, sowie die folgenden Abb. 513, 516, 540, 542 und 543 stammen aus „Die Emschergenossenschaften in Essen“.





Abb. 516. Die Kläranlage Herne-Nord, 12 Emscherbrunnen für 60000 Einwohner

In besonders gedrängter Bauart ist ein Sandfang in Dresden ausgeführt worden. Dort hat man sich den Umstand zunutze gemacht, daß hinter einem Pfeiler in einem Strom stets Anlandungen entstehen; man ordnete dort im Sandfange ein pfeilerartiges

Bauwerk an (Abb. 517, 518 und 519), an dessen Rückseite Sand angelandet wird, der dann von einem Becherwerk hochgehoben wird. Sand, der an der Sohle wandernd in den Sandfang läuft, kann durch zwei Öffnungen in den Wänden beiderseits des Becherwerkes auf kurzem Wege in dessen Bereich gelangen.

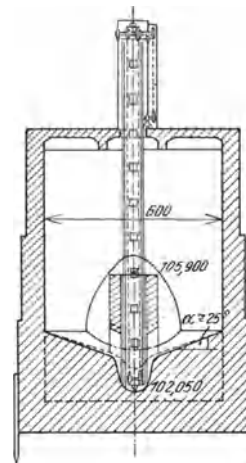
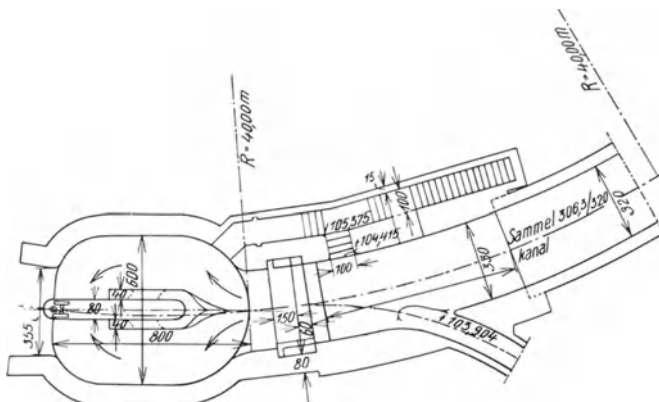
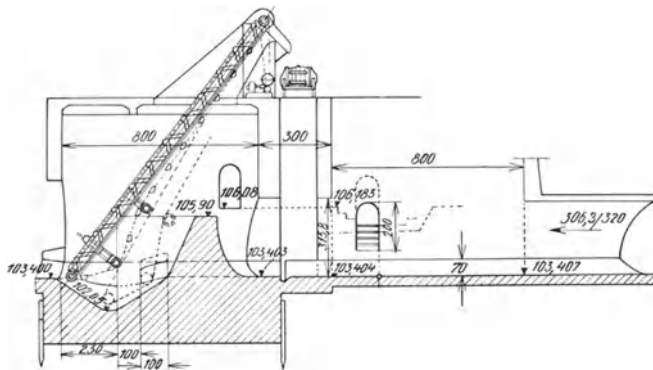
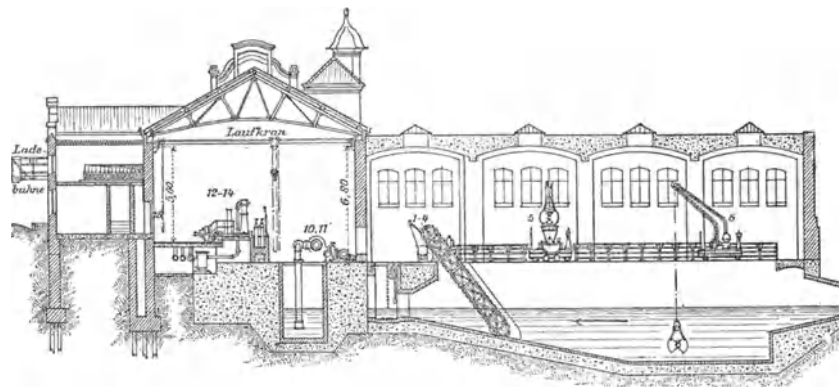
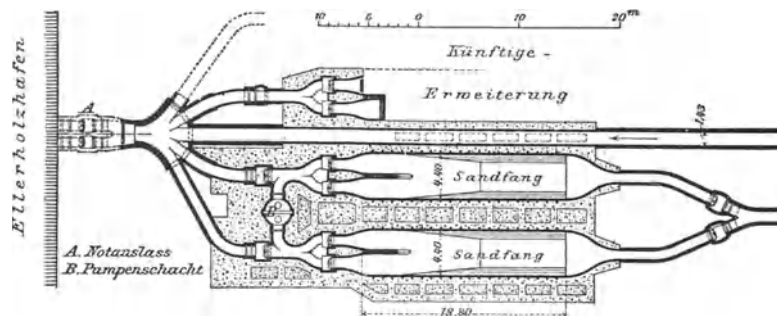


Abb. 517 bis 519. Grundriß, Längenschnitt und Querschnitt eines Sandfanges in Dresden.  
(Nach G. Ehnert)

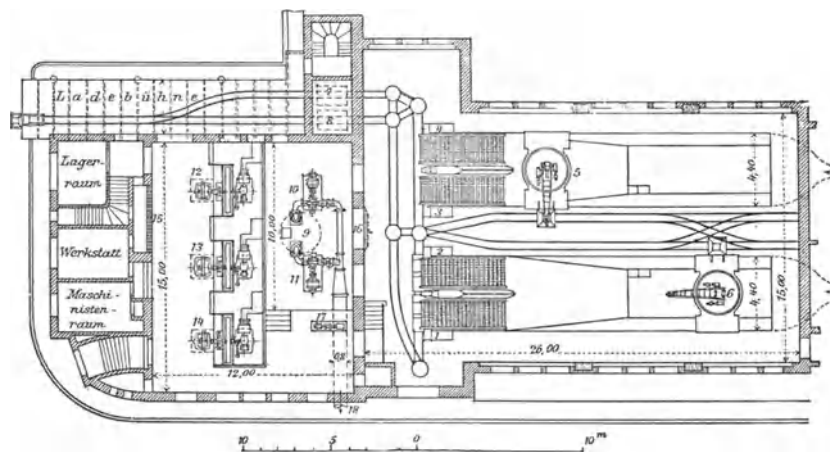
Einen Sandfang, der für das südliche Elbufer in Hamburg ausgeführt worden stellt die Abb. 520 dar. Der Sand wird dort mit Greifbaggern gehoben und in



a Längenschnitt



b Grundriß in der Höhe der Zuleitungen



c Grundriß in Sockelhöhe

Abb. 520. Sandfang, Hamburg

Idenkipper verladen. Einen Sandfang nach dem Entwurf von E. Genzmer kleine Kanäle zeigt schließlich die Abb. 521.

Literatur: Ehnert, G.: Die Entsandung städtischer Abwässer unter Berücksichtigung Geschiebebewegung in Abwasserkanälen. Beihefte zum Gesundheitsingenieur, Reihe 2, 3. 1927. — Die Emschergenossenschaft in Essen. Selbstverlag der Emschergenossenschaft. —

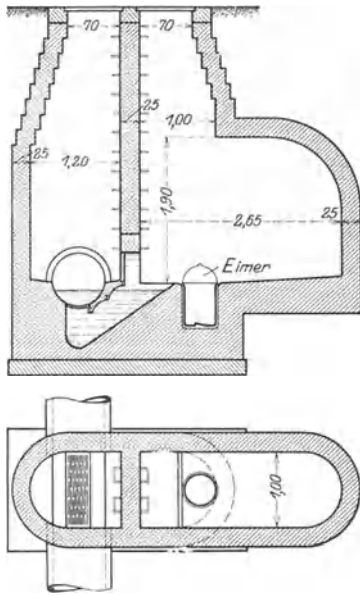


Abb. 521. Sandfang für kleine Kanäle.  
(Nach E. Genzmer)

Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Handb. d. Ing. Wissensch., III. Teil, 4. Bd., S. 111. 5. Aufl. 1924. — Derselbe: Entwässerung der Städte in M. Försters Taschenbuch für Bauingenieure, II, 5. Aufl. Berlin: J. Springer. 1928. — Imhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung, 5. Aufl. Berlin: R. Oldenbourg. 1928.

### γ) Fettfänger

Das Abwasser führt stets mehr oder minder große Mengen von Fetten mit sich, die vor oder während der Klärung des Wassers abgeschieden werden sollen, weil sie den Betrieb von Sieben, Faulräumen und biologischen Anlagen stören können. Fette kommen zum Teil schon an der Oberfläche des Abwassers schwimmend an, zum Teil haften sie an Schlammteilchen. Sie scheiden sich ab, das heißt sammeln sich an der Oberfläche, wenn die Geschwindigkeit des Abwassers sehr stark verzögert wird, wie es z. B. in den Absitzbecken geschieht. Durch Einpressen von Luft (Abb. 522) an der Sohle solcher Becken kann, wie K. Imhoff gefunden hat, die Abscheidung be-

schleunigt werden. An der Oberfläche wird das Fett durch Tauchbretter zurückgehalten und mit Oberflächenwasser in eigene Behälter geleitet, in denen sich das

Fett vollends abscheiden kann. Wollfett und andere organische Fette können durch eigene kleine Tauchkörper (vgl. S. 415) ausgeschieden werden.

Literatur: Imhoff, K.: Taschenbuch der Städteentwässerung, 5. Aufl. Berlin: P. Oldenbourg. 1928.

### δ) Abwassersiebe

Abwassersiebe dienen dazu, Verunreinigungen bis zu Durchmessern von 3 bis 1 mm herab dem Abwasser zu entziehen. Sie werden vor Pumpwerken und überdies auch dann angewendet, wenn das Abwasser keine grob-

sinnlich wahrnehmbaren Verunreinigungen in den Vorfluter bringen darf. Vor Kläranlagen werden sie nur selten eingebaut.

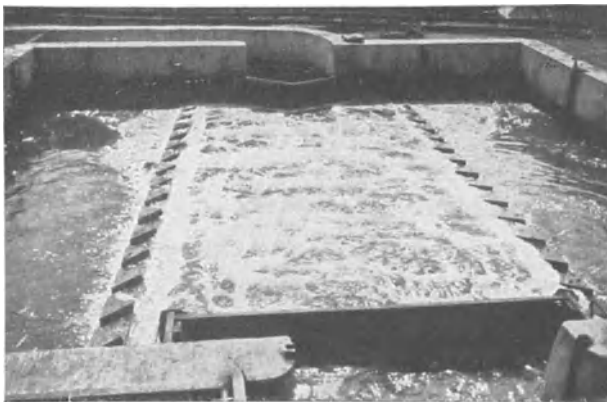


Abb. 522. Ölfänger in Essen-Rellinghausen. („Die Arbeiten des Ruhrverbandes“)

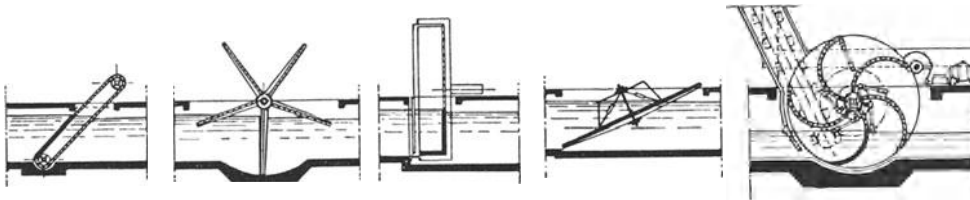


Abb. 523. Verschiedene Bauarten von Trockensieben. (Nach F. W. Wurl)

Die Abwassersiebe werden geschieden in solche, die das Siebgut fast trocken aus dem Wasser bringen und solche, die es mit einem kleinen Bruchteil des ankommenden Abwassers vermischt absondern. Alle derartigen Siebe, die, wie die Abb. 523 erkennen läßt, schon auf die verschiedensten Weisen ausgeführt worden sind, sind beweglich eingerichtet, derart, daß fortlaufend die mit Siebgut belegten Flächen aus dem Abwasser auftauchen und durch gereinigte ersetzt werden. Das Entfernen des Siebgutes geschieht bei den sogenannten Trockensieben mit Abstreifern oder Bürsten, die feststehen oder rotieren können.

Am häufigsten wurde als Trockensieb die Siebscheibe von Riensch ausgeführt; sie besteht, wie es in den Abb. 524 und 525 zu erkennen ist, aus einer gelochten Scheibe, die bis zu 8 m Durchmesser haben kann und die unter 10 bis 30° geneigt ist. Die Scheibe dreht sich langsam

und die ebenfalls umlaufenden Arme mit den rotierenden Bürsten räumen das Siebgut in Fördergefäße. In der Abb. 524 ist eine derartige Siebanlage dargestellt und die Abb. 526 veranschaulicht den Betonunterbau der Reinigungsanlage in Dresden-Kaditz. In der Abb. 527 ist der Einbau einer Siebscheibe vor Pumpen in einem Schacht angedeutet.

Mit dem Siebgut wird gleichzeitig auch das meiste im Wasser treibende Fett herausgefangen und kann für technische Verwertung gewonnen werden. Das Siebgut der Trockensiebe ist

stichfest und wird mancherorts unmittelbar an Landwirte in frischem Zustande abgegeben. Als Nachteil der Trockensiebe wird empfunden, daß die Abstreifer und Bürsten die Siebe verschmieren und vielfach Siebgut durch die Öffnungen durchdrücken. Aus diesem Grunde beginnen die sogenannten Naß-

siebe die Trockensiebe zu verdrängen. An diesen wird das Siebgut mit Wasser abgespült und weitgeschwemmt. Daß das Siebgut mit Wasser vermischt gewonnen wird, wird meist nicht als Nachteil empfunden, weil man das Siebgut vielfach in Faulräume schwemmt und verflüssigt, um so mehr, als die fortlaufende Abgabe desselben in frischem Zustande an die Landwirte als Düngemittel, besonders im Sommer, auf Schwierigkeiten stößt.

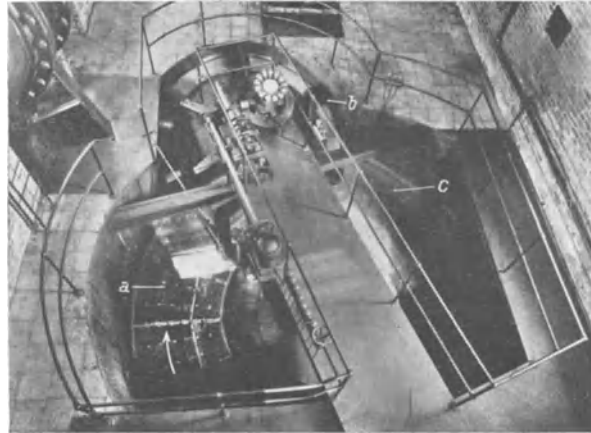


Abb. 524. Siebscheibe von Riensch-Wurl in Duisburg. *a* Siebscheibe mit Siebgut, *b* rotierende Bürsten, *c* Siebscheibe, gereinigt. (K. Imhoff, Essen)

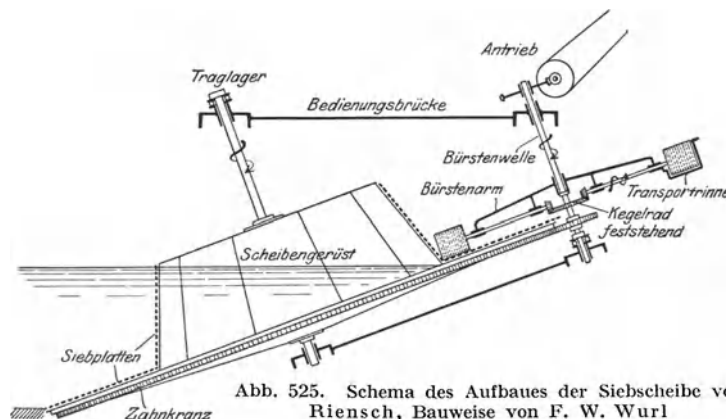


Abb. 525. Schema des Aufbaues der Siebscheibe von Riensch, Bauweise von F. W. Wurl



Von den in der Abb. 523 schematisch dargestellten Sieben sind einige auch schon als Naßsiebe für Abspülung mit Druckwasser eingerichtet worden. Eine besondere Art von Naßsieb ist mit Erfolg in Amerika ausgebildet worden; es besteht aus einer Siebtrommel, die radial nach innen durchflossen wird und die mit einer Umfangsgeschwindigkeit von 1,5 m/sec umläuft. Der Wasserablauf erfolgt an der Seite. Das Rad nimmt bei seinem Umlaufe, unterstützt durch Leisten, das Wasser im Innern in der in der Abb. 528 angedeuteten Weise mit in die Höhe und ein Teil desselben fließt nach außen ab und spült das Siebgut in die anschließenden Rinnen.



Abb. 526. Unterbau der Rienschen Siebscheiben in der Abwasser-Reinigungsanlage Dresden-Kaditz. (Dyckerhoff & Wydmann)

Literatur: Frühling, O.: Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, III. Teil, Bd. 4, 4. Aufl. W. Engelmann. 1910. — Imhoff, K.: Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. C. Heymann. 1926.

#### ε) Absetzbecken

Absetzbecken werden angewendet, wenn die Reinigung des Abwassers durch Siebe nicht hinreicht, wenn also auch der größte Teil der durch die Siebe laufenden fäulnisfähigen Stoffe ausgeschieden werden muß. Wenn Absetzbecken ausgeführt werden, werden keine Siebe vorgeschaltet, sondern es werden alle Schmutzstoffe auf einmal abgesetzt. Zum Absetzen eignen sich alle Becken, die vom Wasser mit sehr geringen Geschwindigkeiten durchflossen werden; die Forderung der raschen und möglichst leichten Ableitung des Klärschlammes vom geklärtem Abwasser hat aber zu besonderen Bauformen geführt und auch die weitere Behandlung des Klärschlammes hat eine besondere Bauweise gefordert.

Die Erfahrung hat nämlich gelehrt, daß das vom Schlamm befreite Abwasser nur dann nicht in Fäulnis übergeht, wenn es möglichst rasch vom Schlamm getrennt

wird. Andererseits wird der Frischschlamm, wie er aus den Absitzbecken anfällt, gegenwärtig nicht mehr unmittelbar für Dungzwecke verwendet, sondern man läßt ihn in Faulräumen eine Gärung durchmachen, nach deren Ablauf der Wassergehalt des Schlammes geringer ist und er ohne Geruchsbelästigung bis zur Stichtfestigkeit eingetrocknet werden kann. Die Klärung und die Schlammausfäulung müssen erfahrungsgemäß derart durchgeführt werden, daß der ganze Vorgang möglichst wenige Handlungen der Bedienungsmannschaft erfordert.

Die früher viel verwendeten, langgestreckten Absitzbecken werden gegenwärtig bei Abwasserreinigungsanlagen nur noch selten verwendet; sie sind von kurzen Bauwerken mit unmittelbar anschließenden Faulräumen verdrängt worden.

Die Vorgänge, die sich in einem Absetzraum abspielen, sind sehr verwickelt, weil einerseits Teilchen der verschiedensten Größen und auch der verschiedensten Beschaffenheit abgesetzt werden. Hinsichtlich der Form müssen die Schlammteilchen nach den Beobachtungen von K. Imhoff in körnige und in flockige geschieden werden; die ersteren bleiben auch bei gegenseitiger Berührung ohne weiteren Zusammenhang, die letzteren setzen sich aber zu immer größer werdenden Flocken zusammen, die während ihrer Sinkbewegung auch Körner einschließen und immer rascher sinken.

Anhaltspunkte für die Bemessung der Absetzräume geben nur Versuche und die Erfahrungen an ausgeführten Anlagen. K. Imhoff ist der Anschauung, daß die Durchflußgeschwindigkeit durch ein Absitzbecken für die Klärung belanglos ist und daß sich der Vorgang genau so wie in einem Standglas abspielt, das mit der Durchflußgeschwindigkeit durch das Becken bewegt wird, daß also vorwiegend die Durchflußzeit maßgebend ist. Bei flachen Becken darf nach ihm die Geschwindigkeit nur nicht so groß sein, daß der abgelagerte Schlamm mitgeschleppt wird. Bei den geringen Geschwindigkeiten, die in Absitzbecken in Frage kommen, ist diese Anschauung berechtigt, bei größeren trifft sie aber nicht zu, weil bei der turbulenten Bewegung die quer zur Strömung gerichteten, also auch die lotrechten Geschwindigkeiten, die Sinkstoffe schwebend erhalten, um so größer werden, je rascher das Wasser fließt.

Wenn das Absetzen des Schlammes aus städtischen Abwässern in einem Standglas beobachtet wird, so erkennt man, daß in den ersten Minuten der Klärzeit etwa die Hälfte des Schlammes ausfällt, und daß später der restliche Schlamm nur sehr langsam niedersinkt. Steuernagel hat durch Klärversuche in einem 2,5 m hohen Versuchskasten festgestellt, daß nach einer

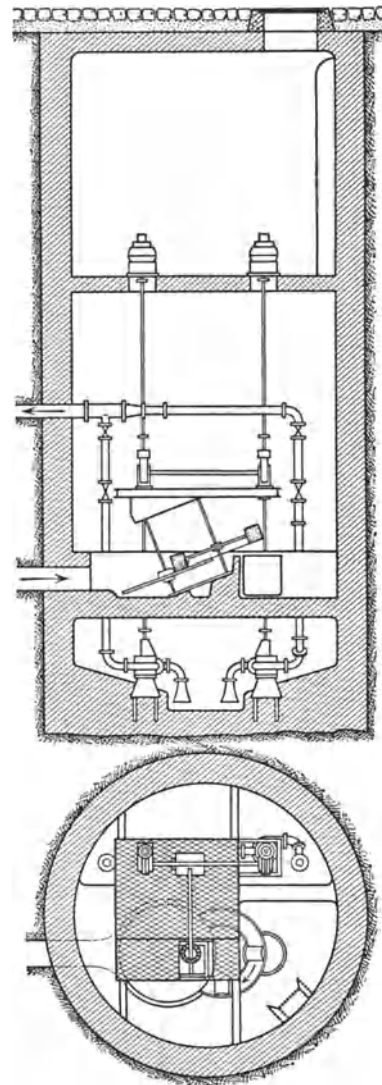


Abb. 527. Einbau einer Rienschschen Siebscheibe vor Pumpen in Straßburg a. O.

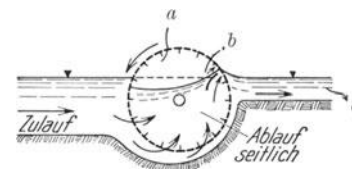


Abb. 528. Naßsiebtrommel.  
a Leisten, b Führungsblech, c Ablauf des Siebgutes

Zeitdauer von 5 18,75 25 30 37,5 50 60 120 187,5 360 720 Minuten  
vom Schlamm 41,8 57,4 60,5 60,9 64,1 65,2 66,5 68,2 70,1 75 78,6 v. H.

unter die Tiefenlage 2,0 m abgesunken waren. Nach zwölf Stunden waren aber noch immer 21,4 v. H. der Stoffe im Wasser enthalten. Zu ähnlichen Ergebnissen gelangte Steuernagel auch bei Messungen in einem annähernd 2 m tiefen großen Klärbecken.

Aus derartigen Beobachtungen in einem Standkasten kann leicht die Klärdauer ermittelt werden, die notwendig ist, um eine bestimmte Wirkung zu erzielen. Die Klärwirkung wird durch die Angabe des in der Klärzeit abgesetzten Schlammes als Bruchteil des absetzbaren gekennzeichnet. Als absetzbarer Schlammgehalt wird jener angesehen, der sich in einem 40 cm tiefen Standglas innerhalb von zwei Stunden absetzt. Die Klärdauer wird in der Regel zwischen ein und zwei Stunden festgesetzt.

Die Tiefe des Absatzbeckens ist nach Schulz beim körnigen Schlamm belanglos; maßgebend ist der wagrechte Querschnitt  $O$  m<sup>2</sup> des Absatzbeckens, der aus dem stündlichen Durchfluß  $Q$  m<sup>3</sup>/Stunde und der kleinsten Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  m/Stunde nach der Beziehung

$$(575) \quad O = \frac{Q}{v_s}$$

berechnet wird. Die maßgebende Sinkgeschwindigkeit wird aus der Klärzeit  $T$  in Stunden ermittelt, die in einem 40 cm tiefen Standglas zur Erzielung der geforderten Wirkung nötig ist; sie beträgt also

$$(576) \quad v_s = \frac{0,4 \text{ m}}{T}$$

für angenäherte Berechnungen empfiehlt K. Imhoff  $O = 2 \text{ m}^2$  auf  $1 \text{ m}^3$  stündlichen Durchfluß zu nehmen.

Bei flockigem Schlamm wird die Klärzeit durch tiefe Klärbecken abgekürzt, die Beckentiefe hat also Einfluß und sie wird am besten in einem Kasten ermittelt, der ebenso tief ist wie das geplante Becken. Imhoff empfiehlt bei 1,5 m Tiefe etwa  $O = 1 \text{ m}^2$  auf  $1 \text{ m}^3$  stündlichen Durchfluß zu rechnen; er bemerkt, daß größere Tiefen wenig Nutzen bringen. Bei Regenwetter können die Durchflüsse ohne weiteres verdoppelt werden.

Fäulnisfähiger Schlamm muß aus dem Absatzbecken unbedingt entfernt werden, bevor er durch die bei der Gärung sich bildenden Gase aufgetrieben wird.

Die Ableitung des Frischschlammes aus dem Absatzbecken ist auf die verschiedensten Weisen versucht worden. Am häufigsten hat man die Becken mit rechteckigem Grundriß und annähernd dreieckigem Querschnitt ausgeführt und die Beckensohle unten mit Schlitz versehen, durch die der Schlamm in tieferliegende Sammel- bzw. Faulräume rutscht. Auch die Ausstattung der Sohle mit trichterförmigen Mulden, aus deren tiefsten Stellen der Schlamm abgeleitet wird, stehen in Verwendung. Andere Anlagen, aus denen der Schlamm erst nach Entleerung des Beckens entfernt werden kann, oder aus denen er mit Kratzern oder mit beweglichen Saugrohren entfernt wird, haben keine weite Verbreitung gefunden. Der Boden der Absatzbecken, aus denen der abgesunkene Schlamm fortlaufend durch einen Schlitz in einen tieferliegenden Sammelraum abrutschen soll, muß so steil geneigt sein, daß sich kein Schlamm auf diesen Flächen festsetzen kann; das trifft zu, wenn die Neigung steiler als 1 : 1, etwa 1,2 bis 1,7 : 1 genommen wird. Die Schlitzlöcher der Absatzbecken werden etwa 0,25 m weit gemacht.

Wie schon erwähnt worden ist, muß der abgesetzte Schlamm tunlichst rasch vom geklärten Abwasser getrennt werden. Wenn nämlich das Abwasser mit faulendem Schlamm in Berührung kommt, so gehen die noch darin verbliebenen Reste ungelöster

und die gelösten organischen Stoffe in Gärung über, die sich zur sauren oder stinkenden Gärung entwickelt. Um daher kein angefaultes Abwasser zu erhalten, das durch seinen Geruch am weiteren Weg von der Kläranlage weg arge Belästigungen verursacht, dürfen die Faulräume nicht durchströmt sein. Größere Anlagen mit durchströmten Faulräumen haben sich nirgends bewährt und es wird dieses Verfahren wegen seiner Einfachheit nur noch bei ganz kleinen Hauskläranlagen angewendet. Die bauliche Ausbildung der Absitzbecken wird auf S. 399 erörtert werden.

Literatur: Imhoff, K.: Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. C. Heymann. 1926. — Derselbe: Taschenbuch der Stadtentwässerung. 5. Aufl. R. Oldenbourg. 1928. — Prüß, M.: Die abwassertechnischen Maßnahmen der Emschergenossenschaft. Kleine Mitteil. d. preuß. Landesanst. f. Wasser-, Boden- u. Lufthygiene. Beiheft 5. Berlin-Dahlem. 1927.

## 2. Die Beseitigung des Schlammes

### a) Die Schlammfäulung

Die im Abwasser vorhandenen organischen Stoffe gehen, wenn sie sich selbst überlassen werden, in Gärung über, bei der größere Mengen von Gasen frei werden. Die Gärung kann eine saure oder eine alkalische sein.

Bei der saueren oder stinkenden Gärung werden Wasserstoff, Kohlensäure und übelriechende Gase, wie Schwefelkohlenstoff, abgesondert. Diese Gärung stellt sich anfänglich in einem Faulraum ein. Sie ist wegen der Geruchsbelästigung und besonders auch deswegen unerwünscht, weil der Schlamm zähflüssig bleibt, viel Wasser enthält und schwer zu trocknen ist.

Nach etwa fünf Monaten geht die Gärung der sich selbst überlassenen Schlammmassen in die alkalisch über, bei der Kohlensäure, Stickstoff und in großen Mengen Methangas entsteht, weswegen diese Gärung auch Methangärung genannt wird. Diese Gärung wird in den Faulräumen der Abwasserreinigungsanlagen angestrebt. Wenn sie sich einmal eingestellt hat, so bleibt sie auch weiterhin bestehen, wenn, wie K. Imhoff gefunden hat, täglich höchstens 10 v. H. der Gesamtschlammmenge Frischschlamm zugeleitet wird. Die Zeit, die vergeht, bis die saure Gärung in die Methangärung übergeht, wird Einarbeitungszeit genannt. Sie kann wesentlich abgekürzt werden, wenn an die Sohle des neuen Faulraumes Schlamm aus einem eingearbeiteten Faulraum eingeleitet wird und anfänglich nur wenig Frischschlamm täglich zugeführt wird. Auch der Zusatz von Kalk beschleunigt die Einarbeitung.

Das Endziel der Schlammausfäulung besteht in der Mineralisierung der ungelösten organischen Stoffe im Abwasser, also in der Gewinnung eines Produktes, das haltbar und nicht weiter faulfähig ist. Dieser Abbau der organischen Stoffe geschieht durch Kleinlebewesen, hauptsächlich Bakterien, die ihre Nährstoffe dem Abwasser entnehmen. Diese niederen Lebewesen können aber nur gelöste Stoffe, die durch ihre Zellwände diffundieren, verarbeiten und die unlöslichen organischen Stoffe müssen also vorerst aufbereitet werden. Die Verflüssigung der organischen, unlöslichen Stoffe dürfte, wie die Bakteriologen annehmen, durch die sogenannten Enzyme geschehen, die von den Bakterien abgeschieden werden und deren Zusammensetzung noch unbekannt ist; bei der durch sie verursachten Verflüssigung der organischen Stoffe werden sie selbst chemisch nicht verändert, so daß sie große Mengen von organischen Stoffen zu zerlegen vermögen.

Die gelösten Stoffe diffundieren nun durch die Zellwände der Bakterien und werden vom Protoplasma der Bakterienzellen weiter zerlegt, zum Aufbau der Zellen und zur Erhaltung des Lebens verwendet. In den Bakterienzellen erfolgt unter Verwertung des aus den organischen Verbindungen im Schlamm abgespaltenen Sauerstoffes eine Verbrennung des Kohlenstoffes zu Kohlensäure, die vom Wasser größten-

teils absorbiert wird. Besonders in den tiefliegenden Schichten der Faulräume, wo das Wasser unter höherem Drucke steht, nimmt es viel Kohlensäure auf, die wieder durch die Zellwände der Bakterien gelangt und schließlich deren Lebenstätigkeit hemmt. Bei der außerhalb der Bakterienzellen sich vollziehenden Schlammzersetzung wird in größeren Mengen Methangas abgeschieden, das vom Wasser fast gar nicht gelöst wird, das aber in dünner Schicht die Bakterien einhüllt und schließlich von der Zufuhr von Nährstoffen absperrt und ebenso wie die Kohlensäure deren Lebenstätigkeit hindert. Diese beiden Gase hindern, wenn sie sich im faulenden Schlamm ansammeln, schließlich die vollständige Schlammzersetzung.

Die vorzeitige Unterbrechung der Schlammfäulnis wird durch Umwälzung des Inhaltes der Faulräume hintangehalten. Wenn nämlich Schlamm aus den tiefliegenden Schichten an die Oberfläche des Faulraumes gelangt, so entweicht, weil

nun der Druck geringer ist, das Methangas und der größte Teil der Kohlensäure und die Bakterien finden wieder günstige Lebensbedingungen.

Das während der Schlammzersetzung abgespaltene Gas hat einen Heizwert von 7000 bis 8000 Kal/m<sup>3</sup> und entsteht so reichlich, daß es in größeren Anlagen abgefangen und teils als Energiequelle für den Eigenbedarf der Kläranlage verwendet teils an die Gasanstalt des Ortes verkauft wird. Der Ertrag des Gasverkaufes deckt vielfach die Betriebskosten der Kläranlage.

Die Umwälzung des Inhaltes der Schlammräume geschieht in geringerem Maße durch die aufsteigenden Gasblasen und die von ihnen gehobenen Schlammflocken. Mechanisch und sehr wirkungsvoll geschieht sie durch eigene Umwälzpumpen. Die Umwälzung des Schlammes fördert

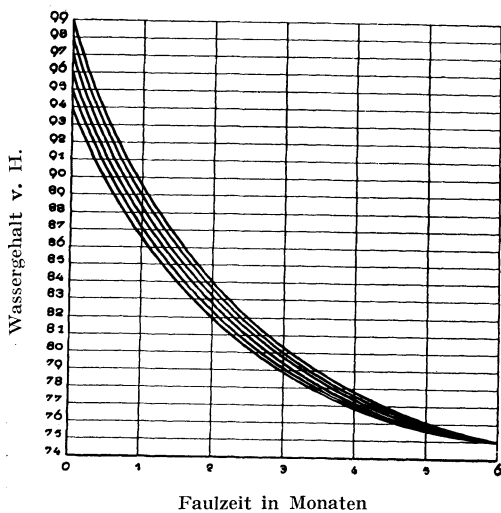


Abb. 529. Abnahme des Wassergehaltes des Frischschlammes mit der Zeit in tiefen Faulräumen. (Nach H. Blunk)

den Faulprozeß so wirksam, daß der Rauminhalt des Faulraumes um 0,3 bis 0,5 des sonst erforderlichen vermindert werden kann.

Von besonderer Bedeutung für den Faulprozeß ist die Temperatur im Faulraume. Die Erfahrung hat gelehrt, daß die Lebenstätigkeit der Bakterien und damit die Schlammfäulung schon bei + 4 bis 5° C fast vollkommen aufhört. Man muß daher den Faulraum sorgfältig vor jedem Wärmeverlust durch Wärmeisolation schützen und allenfalls sogar, wenn die Abwässer zu kalt in der Kläranlage anlangen, durch Einpumpen von warmem Wasser den Faulraum beheizen. Die möglichste Warmhaltung der Faulräume hat insofern große Bedeutung, als durch die Beschleunigung des Faulprozesses in warmen Faulräumen deren Rauminhalt kleiner bemessen werden kann. Die günstigste Temperatur in Faulräumen, in denen Gas gewonnen werden soll, liegt bei etwa 25° C, während jene für die bestmögliche Schlammzehrung 37° C beträgt. Höhere Temperaturen behindern die Lebenstätigkeit der Bakterien.

Ein Teil des Schlammes schwimmt in Faulräumen auf und bildet die sogenannte Schwimmdecke, die, wenn sie den atmosphärischen Einflüssen ausgesetzt ist, ledrige Beschaffenheit annimmt und das Entweichen der Gase aus dem Faulraum behindert. Diese Decke wird zeitweise von Gas, das sich darunter ansammelt, durchbrochen. Ihre Oberfläche wird von Pilzen durchwachsen und bei ungedeckten Faulräumen

siedeln sich viele Fliegenlarven an. In der Schwimmdecke sind die Bedingungen für die Methangärung nicht erfüllt, es stellt sich dort vielfach die unerwünschte saure Gärung ein, weswegen diese Schwimmdecke zerstört, zerteilt oder ihre Bildung überhaupt verhindert werden muß. Ihre Zerstörung geschieht in offenen Faulräumen durch Wasserstrahlen. In gedeckten Faulräumen, die zur Gasgewinnung eingerichtet sind, wird die Schwimmdecke meist mit gasdurchlässigen Platten unter dem Wasserspiegel gehalten und es wird der Schlamm, wenn er ausgefault ist, einfach wie Bodenschlamm abgelassen.

Der ausgefaulte Schlamm, der bei einem Wassergehalt von 75 bis 80 v. H. noch flüssig ist, wird aus den Faulräumen unter natürlichem Gefälle oder mit künstlicher Hebung durch Pumpen auf Trockenplätze geleitet, bis zur Stichfestigkeit mit etwa 55 v. H. Wassergehalt eingetrocknet und hierauf der Verwertung in der Landwirtschaft zugeführt.

Literatur: Imhoff, K.: Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. C. Heymann. 1926. — Prüß, M.: Die abwassertechnischen Maßnahmen der Emschergenossenschaft. Kleine Mitteil. d. preuß. Landesanst. f. Wasser-, Boden- u. Lufthygiene in Berlin-Dahlem. Beiheft 5. 1927. — Derselbe: Beschleunigung der Zersetzung in Schlammfaulräumen. Techn. Gemeindebl., 30, H. 5/6. 1927.

β) Die Bemessung der Faulräume

Für die Berechnung der erforderlichen Größe der Schlammfaulräume hat H.

Blunk empirische Regeln angegeben. Frischschlamm, wie er aus den Absitzbecken in den Faulraum absinkt, hat einen Wassergehalt zwischen 94 und 99 v. H. des Schlammvolumens. Während der Zersetzung nimmt der Wassergehalt nach der

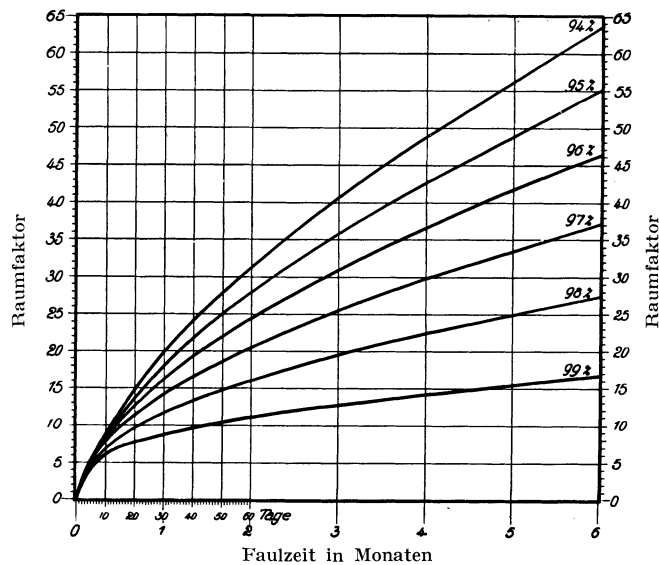


Abb. 530. Schlammzuwachs in tiefen Faulräumen. (Nach H. Blunk.) Um die erforderliche Faulraumgröße zu erhalten, wird aus der Zeit und dem Anfangsschlammgehalt der Raumfaktor ermittelt und mit der täglich anfallenden Frischschlammmenge multipliziert.

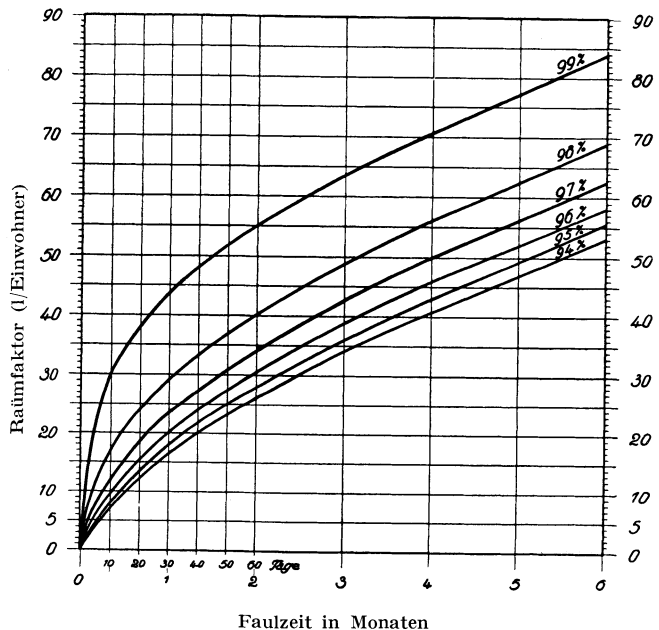


Abb. 531. Raumfaktor, l/Einwohner. (Nach H. Blunk.) Aus der Faulzeit und dem Anfangswassergehalt wird der Raumfaktor in l/Einwohner ermittelt, der mit der Einwohnerzahl multipliziert, die erforderliche Größe des Faulraumes ergibt.

Auftragung in der Abb. 629 bis auf 75 v. H. nach sechs Monaten ab und man kann aus dem Anfangswassergehalt und der Faulzeit den Wassergehalt des Schlammes aus

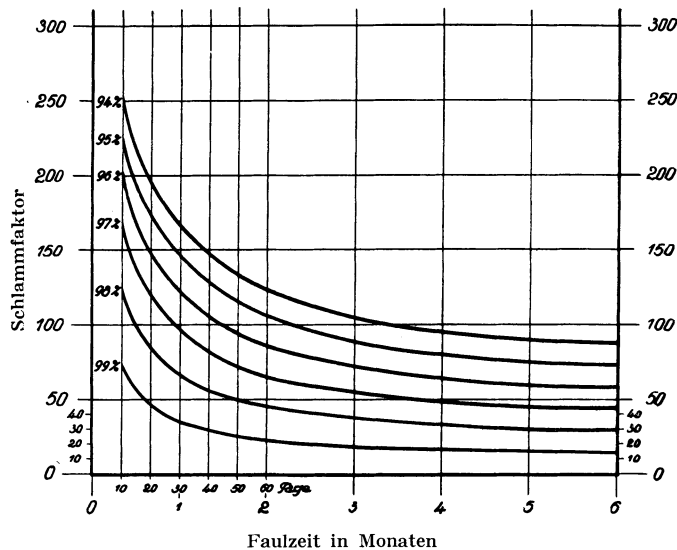


Abb. 532. Jahresschlammmenge, bezogen auf die täglich anfallende Schlammmenge. (Nach H. Blunk.) Aus der Faulzeit und dem Anfangswassergehalt wird der Schlammfaktor ermittelt, der mit der täglich anfallenden Frischschlammmenge multipliziert die flüssige Jahresschlammmenge in  $m^3$  ergibt.

dieser Abbildung leicht entnehmen. Der Anfangswassergehalt wird in 40 cm hohem Standglas nach zwei-stündiger Absetzzeit ermittelt. Aus dem Anfangswassergehalte und der Faulzeit wird die Faulraumgröße ermittelt, indem man die täglich anfallende Frischschlammmenge mit dem in der Abb. 530 abgelesenen Raumfaktor multipliziert.

In anderer Weise kann die Faulraumgröße ermittelt werden, indem man aus der Abb. 531 den dem Anfangswassergehalt und der Faulzeit entsprechenden Raumfaktor abliest und mit der Einwohnerzahl multipliziert.

Tabelle 69. Angaben über Kläranlagen mit vorwiegend häuslichem Abwasser

Ort	Baujahr	Einwohnerzahl	Mittlere Abwassermenge		Trockenschlamm		$m^3$ Trockenschlamm im Jahr auf 1 $m^3$ /Tag Abwasser
			$m^3$ /Tag	l/Kopf-Tag	$m^3$ /Jahr	$m^3$ /Kopf-Jahr	
Oberhausen .....	1911	60 000	7 000	117	1 150	0,019	0,164
Gelsenkirchen .....	1912	99 000	26 000	263	6 000	0,061	0,231
Wanne-N. ....	1912	16 000	2 200	138	325	0,020	0,148
Herne-N. ....	1912	80 000	20 000	250	2 000	0,025	0,100
Recklinghausen-SO. ....	1914	25 600	16 000	625	600	0,023	0,375
Aplerbeck .....	1910	6 600	800	121	125	0,019	0,156
Holzwickede .....	1906	4 300	650	151	100	0,023	0,154
Frohnhausen .....	1910	49 500	9 000	182	1 900	0,038	0,211
Essen-NW. ....	1907	106 000	31 500	297	8 100	0,077	0,257
Essen-N. ....	1910	180 000	40 000	222	12 000	0,067	0,300
Stoppenberg .....	1911	18 500	8 700	471	1 200	0,065	0,137
Altenessen-W. ....	1912	35 500	10 200	287	1 300	0,037	0,127
Kray .....	1911	34 500	13 500	391	1 500	0,043	0,111
Wattenscheid .....	1920	33 000	9 700	292	1 400	0,042	0,145
Gelsenkirchen-Altstadt ...	1918	65 700	13 000	198	2 600	0,040	0,200
Bochum .....	1907	183 000	45 000	246	7 700	0,042	0,171
Graf Schwerin .....	1907	3 500	450	128	125	0,035	0,278
Teutoburgia .....	1909	5 900	900	153	210	0,036	0,233
Sodingen .....	1910	10 500	3 400	324	490	0,047	0,144
Westhausen .....	1908	3 500	450	128	60	0,017	0,133
Lütgendortmund .....	1910	7 700	700	91	140	0,018	0,200
Suderwich .....	1910	5 200	750	144	60	0,012	0,080
Recklinghausen-O. ....	1906	23 200	10 000	431	700	0,030	0,070
Mittelwert ....				246		0,036	0,184

Die jährlich aus dem Faulraume abzulassende ausgefaulte flüssige Schlammmenge wird aus dem Anfangswassergehalt und der Faulzeit ermittelt, indem der Schlammfaktor aus der Abb. 532 mit der täglich anfallenden Frischschlammmenge multipliziert wird. Auf anderem Wege wird aus dem Anfangsschlammgehalt und aus der Faulzeit die flüssig abzulassende Schlammmenge berechnet, indem der Schlammfaktor aus der Abb. 533 mit der Einwohnerzahl multipliziert wird.

Die bei der Schlammfäulung gewinnbare Gasmenge wird aus dem Anfangswassergehalt und der Faulzeit ermittelt, indem man die anfallende Frischschlammmenge mit dem Gasfaktor aus der Abb. 534 oder die Einwohnerzahl mit dem Gasfaktor aus der Abb. 535 multipliziert.

Die oben angegebenen Regeln gelten für eine mittlere Jahrestemperatur im Faulraum von 15° C. Bei anderen Temperaturen müssen die Zeiten der Abb. 529 bis 535 mit einem Zeitfaktor multipliziert werden, der aus der Abb. 536 folgt.

Literatur: Blunk, H.: Beitrag zur Berechnung von Faulräumen. Gesundheitsingenieur, 48, S. 37. 1925. — Imhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung. 5. Aufl. R. Oldenbourg. 1928.

γ) Die bauliche Ausbildung der Kläranlagen

Eine vollständige Kläranlage besteht aus einem Sandfang mit einem Grobrechen, dem Absitzraum, dem Faulraum und dem Schlamm-trockenplatz; allenfalls können die Faulräume noch mit einer Einrichtung für die Gewinnung von Faulgas ausgerüstet werden.

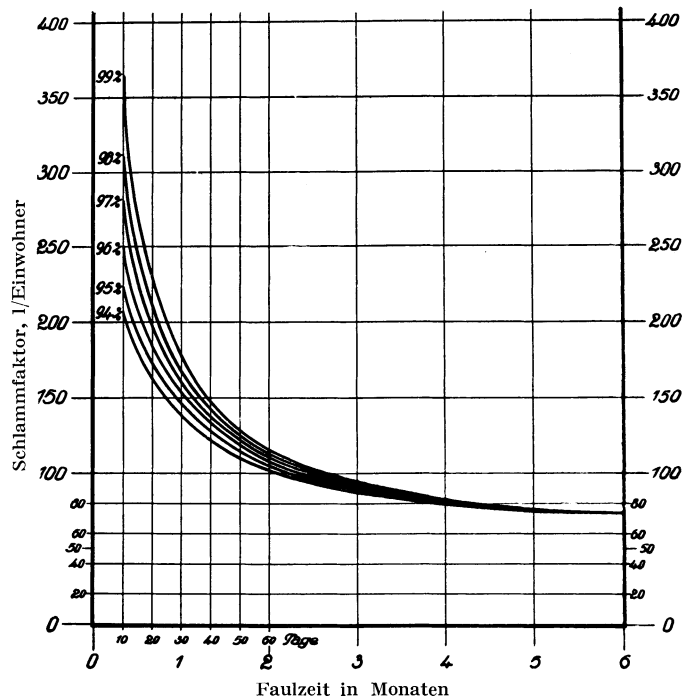


Abb. 533. Jahresschlammmenge je Einwohner. (Nach H. Blunk.) Aus der Faulzeit und dem Anfangswassergehalt erhält man den Schlammfaktor, der mit Einwohnerzahl multipliziert, die jährlich flüssig anfallende Schlammmenge ergibt.

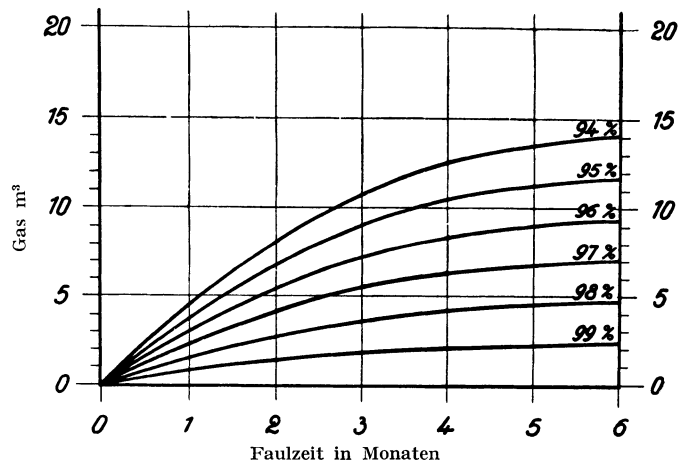


Abb. 534. Ermittlung der Gasmenge bei Zersetzung des Schlammes in tiefen Faulräumen, bezogen auf die Frischschlamm-einheit. (Nach H. Blunk.) Aus der Faulzeit und aus dem Anfangswassergehalt des Frischschlammes ist die täglich anfallende Gasmenge, bezogen auf 1 m³ Frischschlamm zu ermitteln.



Die Absitzbecken bestehen meist aus dem eigentlichen Absitzraum und einem darunter liegenden Schlammraum, indem sich der Schlamm vom Wasser, das durch den Absitzraum läuft, gesondert ansammelt; solche Anlagen werden zweistöckige

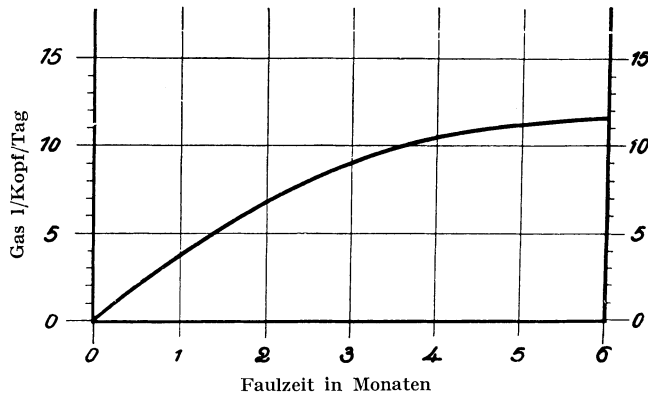


Abb. 535. Ermittlung der Gasmenge in l/Einwohner und Tag bei 15° C. (Nach H. Blunk)

Absitzbecken genannt. Das Ausfaulen des Schlammes kann nun entweder im Schlammraume erfolgen, der unter dem Absitzraume liegt, oder der Schlamm wird zur Ausfaulung aus dem Schlammraume in eigene, seitlich angeordnete Faulräume geleitet; die erstere Anordnung wird als zweistöckige Kläranlage, die letztere als Kläranlage mit getrennten Faulräumen bezeichnet. Jede dieser Anordnungen hat ihre besonderen Vor- und ihre Nachteile. Als Nachteil

der zweistöckigen Kläranlagen ist anzusehen, daß die Anordnung des Faulraumes unter dem Absitzraum tief in den Untergrund herabreichende Bauwerke erfordert, daß diese Bauwerke den Anforderungen geänderter Verhältnisse im Entwässerungsgebiet schwer anzupassen sind und daß der Betrieb der Absitzräume gefährdet wird, wenn der faulende Schlamm infolge mangelhafter Bedienung bis an die Schlitze am Boden der Absitzräume heraufreicht. Als Vorteil ist anzusehen, daß der Betrieb nur geringe Wartung erfordert und daß die Einrichtung zur Ableitung des Faulgases nur geringe Kosten verursacht. Als Nachteile der getrennten Faulräume ist zu erwähnen, daß die Zuleitung des Frischschlammes in den Faulraum nicht selbsttätig erfolgt und daß die Temperaturen im getrennten Faulraume vielfach, wenn nicht besondere Vorkehrungen getroffen werden, niedrig sind, daß ferner der Frischschlamm und der alte Schlamm vielfach nicht gehörig gemischt werden, so daß er nicht sofort durchwegs von der Methangärung erfaßt wird und daß die Gassammlung eine besondere Decke erfordert. Als Vorteil gilt die leichte Anpassungsfähigkeit an geänderte Verhältnisse.

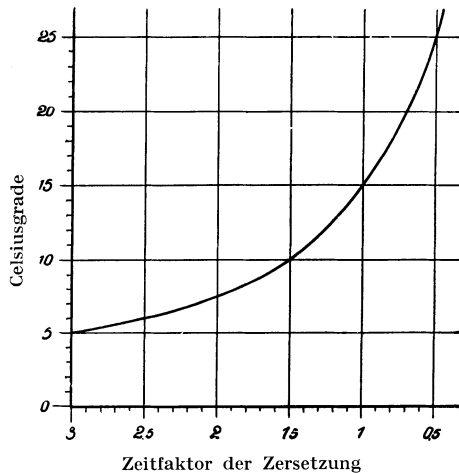


Abb. 536. Zeitfaktor der Zersetzung. (Nach H. Blunk.) Aus der mittleren Jahreswärme wird der Zeitfaktor ermittelt und mit ihm die Zeitwerte der Abb. 000 bis 000 multipliziert.

Bei den zur Abwasserklärung in Verwendung stehenden Bauweisen der Kläranlagen sind vielfach die Unterschiede zwischen zweistöckigen Anlagen und solchen mit getrennten Faulräumen verwischt, nachdem Verbindungen beider Systeme angewendet worden sind, um die Vorteile beider möglichst weitgehend ausnutzen zu können. Die Unterschiede zwischen den Bauarten verschiedener Firmen sind vielfach nur geringfügig.

Die ältesten und am häufigsten angewendeten Kläranlagen sind die von Wattenberg eingeführten Emscherbrunnen, die sich im Laufe der Zeit zu hoher Voll-

kommenheit, dank der rastlosen Arbeit K. Imhoffs, entwickelt haben. Sie werden gegenwärtig für kleinere Orte mit den in der Abb. 537 dargestellten Grundformen als zweistöckige Anlagen ausgeführt. Der bzw. die Absitzräume mit annähernd dreieckigem Querschnitte liegen über den Faulräumen und der abgesetzte Schlamm rutscht längs der steilen Flächen (Neigung 1 : 0,85 bis 1 : 0,6) der Absitzräume durch etwa 0,25 m weite Schlitzze in den Faulraum herab. Die in der Abb. 537 deutlich erkennbaren dreieckigen Betonkörper, die diese Schlitzze begrenzen, verhindern durch ihre besondere Formung gleichzeitig ein Aufsteigen von Gasblasen aus dem Faulraume in den Absitzraum. Die Faulgase sammeln sich unter den schrägen Flächen der

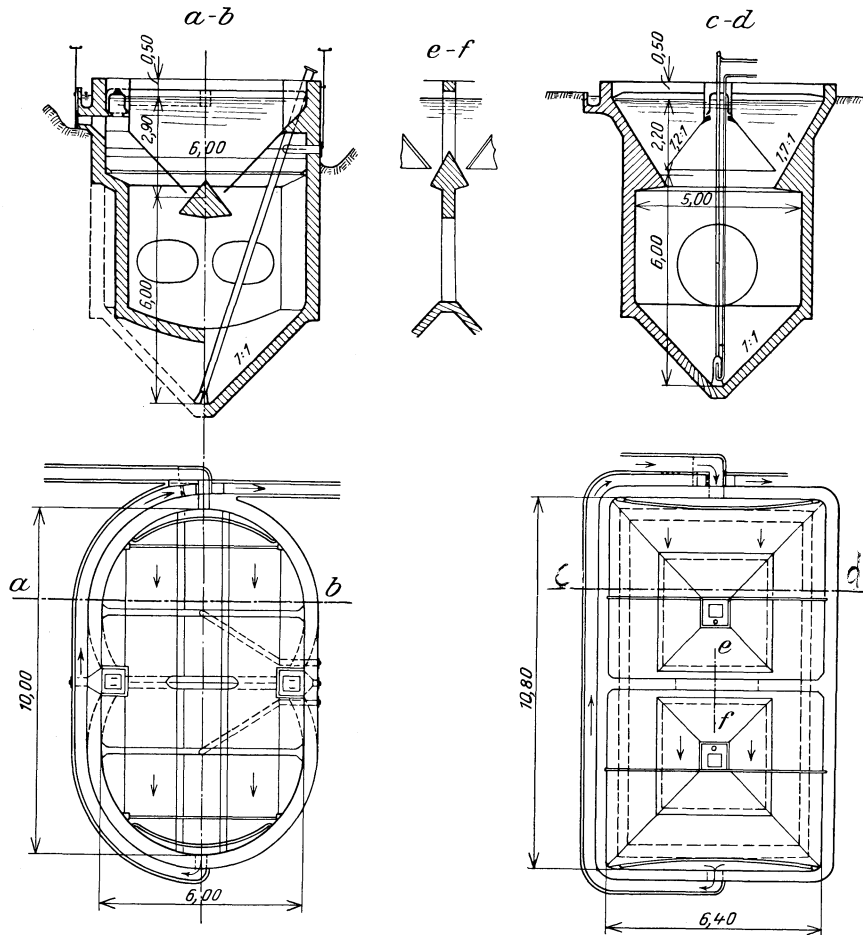


Abb. 537. Ausführungsformen von Emscherbrunnen. (Nach K. Imhoff)

Absitzräume und werden allenfalls aus Eisenglocken abgeleitet, die an geeigneten Stellen eingebaut sind. Die Abb. 538 läßt den Einbau dieser Gasglocken erkennen; unter ihnen liegt eine Platte aus Holzleisten, die für das Gas durchlässig ist, den Schwimmschlamm aber von der Haube fernhält, der seitlich durch einen eigenen Schieber abgelassen werden kann. Der ausgefaulte Schlamm wird durch eine Schlammröhre aus dem tiefsten Teile des muldenförmigen Bodens abgeleitet, bei geeigneter Geländeform mit Wasserüberdruck, bei mangelndem Gefälle meist durch Hebung mit Mammutpumpen. Der längliche Faulraum ist bei dieser Bauweise durch eine Querwand ausgesteift, die mehrere Öffnungen besitzt, damit sich die Schlammhöhe in beiden Hälften ausgleichen kann.

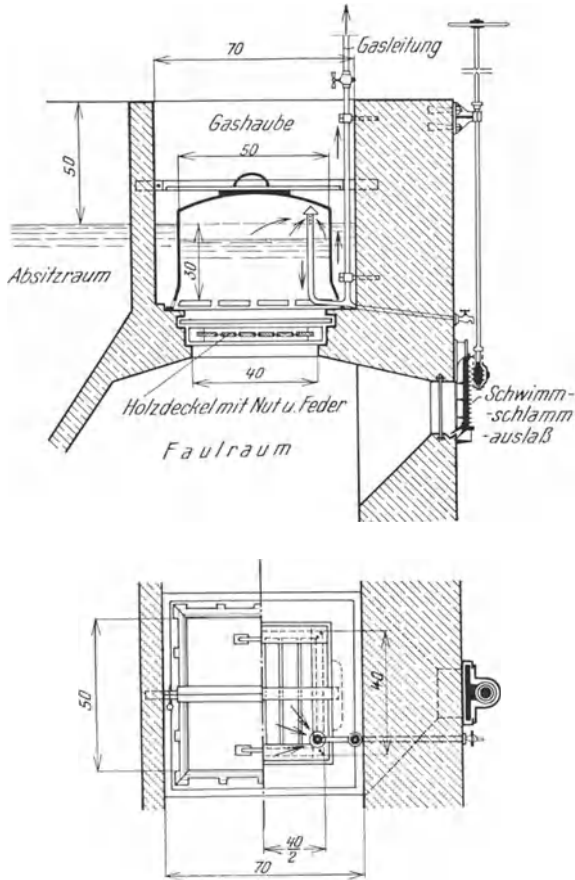


Abb. 538. Gashaube für die Gewinnung von Methangas aus dem Faulraum. (Nach K. Imhoff)

Eine ganze derartige Kläranlage mit allem Zubehör ist in der Abb. 539 dargestellt; der Weg, den das Wasser beim Durchfluß durch diese Anlage nimmt, ist durch kleine Pfeile kenntlich gemacht. Die Ansicht einer ähnlichen Anlage geben die Abb. 540 und 541 wieder.

Bei ganz kleinen Ortschaften kann als Kläranlage auch eine solche mit kreisrundem Querschnitt angewendet werden, während für große Orte eine Anzahl von Brunnen, die etwa nach dem Schema der Abb. 537 gebaut sind, nebeneinander gelegt werden.

Die Brunnen werden entweder als Senkbrunnen (Abb. 542) oder in offener Baugrube mit Wasserhaltung, etwa Grundwasserabsenkung (Abb. 543) hergestellt.

Wenn sich im Laufe der Zeit die Faulräume als zu klein erweisen, oder wenn wegen zu hoher Lage des Grundwasserspiegels der Bau genügend großer Faulräume unter den Absitzräumen unmöglich ist, so kann neben die Kläranlage als Ergänzung ein getrennter Faulraum

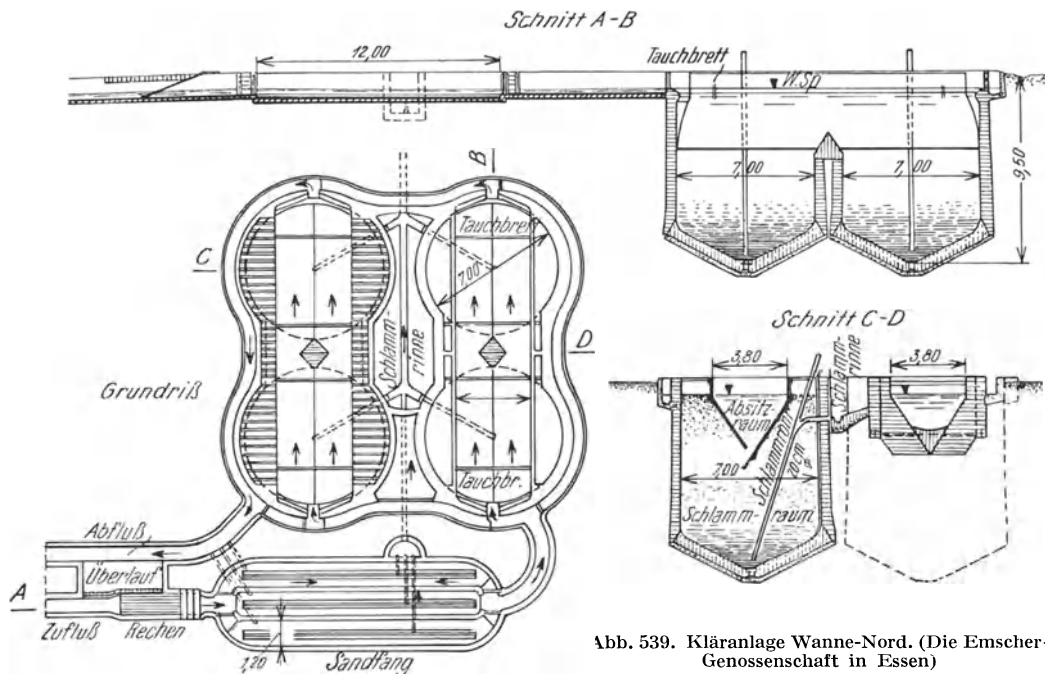


Abb. 539. Kläranlage Wanne-Nord. (Die Emscher-Genossenschaft in Essen)

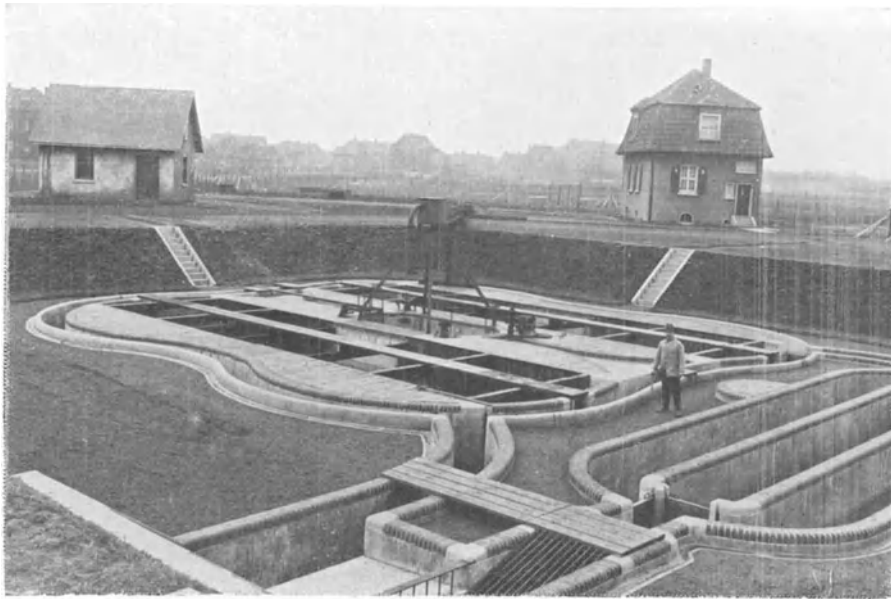


Abb. 540. Die Kläranlage Wanne-West

Abb. 541. Kläranlage in Steele in unmittelbarer Nachbarschaft von Häusern.  
*a* Schlammbeete, *b* Emscherbrunnen, *c* Sandfang, *d* Grobrechen. (K. Imhoff, Essen)



Abb. 542. Herstellung der Emscherbrunnen als Senkbrunnen in Herne-Nord  
 Schoklitsch, Wasserbau

erbaut werden, in den angefaulten Schlamm zur vollständigen Ausfäulung geleitet wird. Da niedrige Temperaturen den Faulvorgang besonders hemmen, müssen



Abb. 543. Baugrube für den Bau der Emscherbrunnen in Meiderich-Hamborn am Rhein. Das Grundwasser wird mit der rechts sichtbaren Rohrbrunnenanlage abgesenkt.

solche getrennte Faulbehälter durch Überschüttung, etwa wie es die Abb. 544 andeutet, allenfalls noch durch besondere Wärmeisolierung mit Hohlziegeln, geschützt werden.

Tabelle 70. Angaben über Kläranlagen mit Emscherbrunnen

Ort	Einwohnerzahl	Abwasser l/Kopf-Tag	Anteil der	Mittl. Durch-	Mittl. Jahres-	Größe des Faulraumes l/Kopf	Größe der Trockenplätze m <sup>2</sup> /Kopf
			Industrie am Abwasser v. H.	flußzeit bei Trockenwetter Minut.	temperatur d. Abwassers ° C		
Steele .....	30000	600	85	100	18	36	0,036
Hattingen .....	2000	150	—	180	16	36	0,075
„ (Eisenbahn) ...	80	—	95	50	16	—	—
Welper .....	2000	250	—	100	12	21	—
Essen-Bredeney .....	150	100	—	120	16	32	—
Hagen .....	70000	334	20	74	11	37	—
Iserlohn .....	17000	184	10	197	13,5	64	0,053
Witten .....	22000	330	—	80	11	37	0,068
Arnsberg .....	5000	140	—	180	—	30	0,026
Dahlhausen .....	7000	185	10	100	—	52	—
Kettwig .....	6300	290	60	60	16	50	0,048
Langendreer .....	30000	350	20	60	13	36	0,058
Essen-Rellinghausen .....	37000	600	66	20	15	26	0,016
						+ 14	

Da mechanische Umwälzung des Faulrauminhaltes, wie schon erwähnt worden ist, den Faulvorgang besonders beschleunigt, werden in solchen Faulräumen entweder Schraubenschaufler eingebaut, die, wie es in der Abb. 544 zu erkennen ist, den Schlamm von der tiefsten Stelle des Bodens absaugen und an die Oberfläche

leiten oder es wird, so wie es die Abb. 545 andeutet, eine gewöhnliche Turbopumpe zur Umwälzung verwendet, eine Anordnung, die sich auch für die Schlammumwälzung in zweistöckigen Anlagen eignet. Durch Umschaltung der Pumpe kann die Schwimmschlammdecke abgesaugt und in die tiefste Stelle des Faulraumes

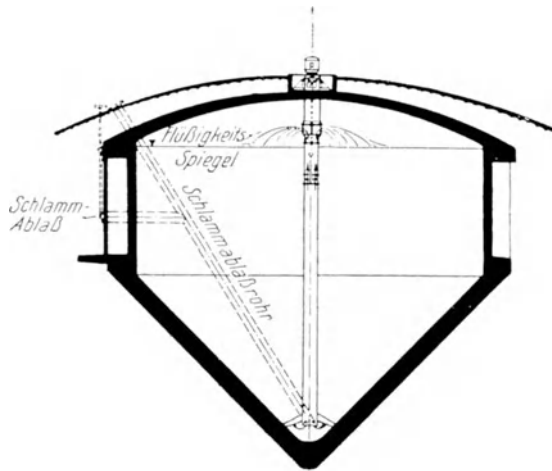


Abb. 544. Getrennter Faulbehälter in Essen-Nord. Schlammumwälzung mit MAN-Schraubenschaufler. (Nach M. Preuß)

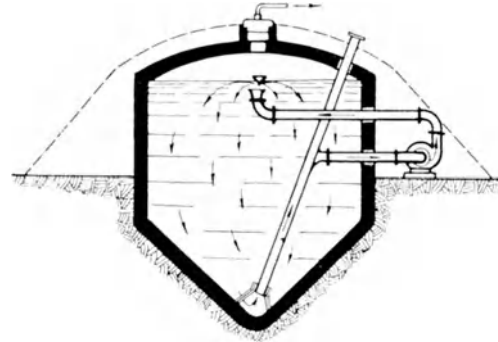


Abb. 545. Schlammumwälzung im getrennten Faulbehälter mit Kreiselpumpe. (Nach M. Preuß)

gepreßt werden, wo der Schwimmschlamm gründlich mit in Methangärung begriffenem gemischt wird, so daß er auch nach teilweisem Wiederanstieg nicht mehr in saure Gärung gerät. Für die Umwälzung von 450 m<sup>3</sup> Faulrauminhalt sind bei der Emschergenossenschaft täglich zwei Stunden hindurch 3,6 KW erforderlich. An der höchsten Stelle der Decke eines getrennten Faulraumes wird das Faulgas abgeleitet.

Der Vorteil der getrennten Schlammfaulräume, daß nämlich der faulende Schlamm nicht bis an die Schlitzze der Absitzräume heranreichen und das geklärte Wasser infizieren kann, wird bei großen Anlagen durch die in der Abb. 546 dargestellte Anordnung mit den Vorteilen der Emscherbrunnen vereinigt. Die Emscherbrunnen haben nur kleine Schlammräume und der Frischschlamm wird täglich in den Faulraum geleitet oder es werden die Schlammräume für den Schlammanfall von 3 bis 4 Tagen bemessen. Der Faulraum ist gegen das Grundwasser durch eine Schar von Hohlziegeln isoliert; weiter oben wird er durch das vorbeifließende Abwasser beheizt und der über die Absitzräume emporragende Teil ist vor Abkühlung durch Doppelwände geschützt. An der Decke werden die Faulgase abgeleitet. Der Schlamm wird in den Faulraum durch Turbo- oder durch Mammutpumpen gehoben und mit Schraubenschauflern oder ebenfalls Mammutpumpen umgewälzt (Abb. 547).

Damit sich in den Absitzräumen der Durchfluß gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, wird, ähnlich wie bei Entsandungsanlagen von Kraftanlagen, ein Holzrechen eingehängt (Abb. 548).

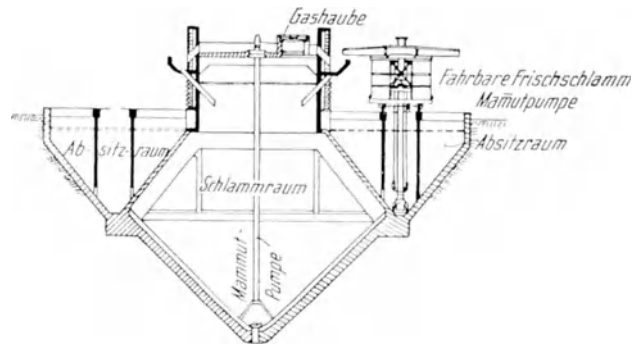


Abb. 546. Kläranlage mit getrenntem Schlammfaulraum. (Nach M. Preuß)

Eine der größten Kläranlagen ist in München nach der Bauweise von Dyckerhoff und Widmann und der „Dera“ in Wiesbaden mit Schlammfaulräumen unter den Absitzräumen ausgeführt worden. Um allenfalls einen Teil des Schlammes als Frischschlamm entnehmen zu können, sind dort auf einer Seite unter den

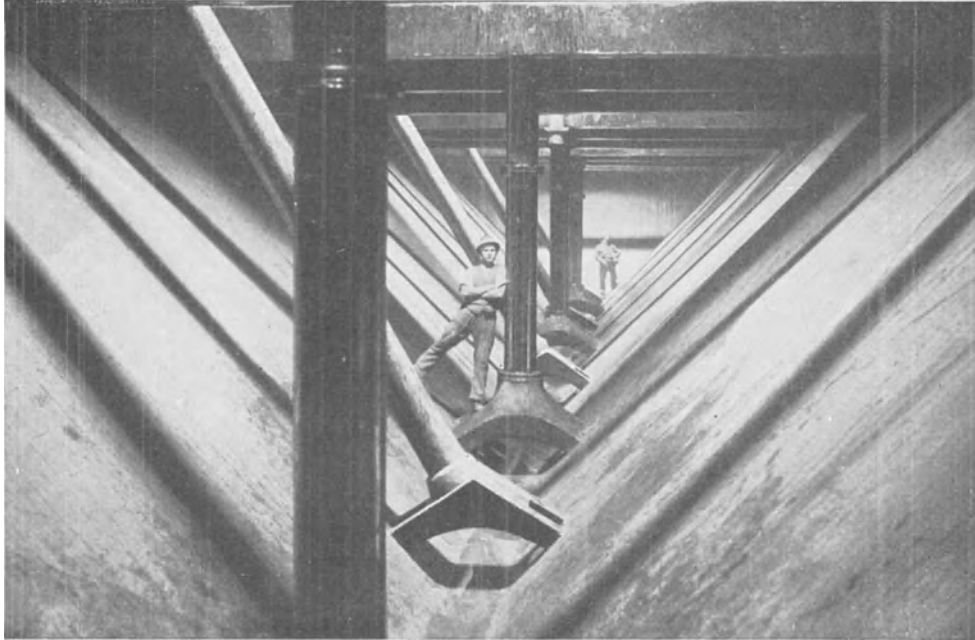


Abb. 547. Blick in die Rinne eines Faulraumes. (M. P r e u ß in „Kleine Mitteilungen“. Berlin-Dahlem 1927)

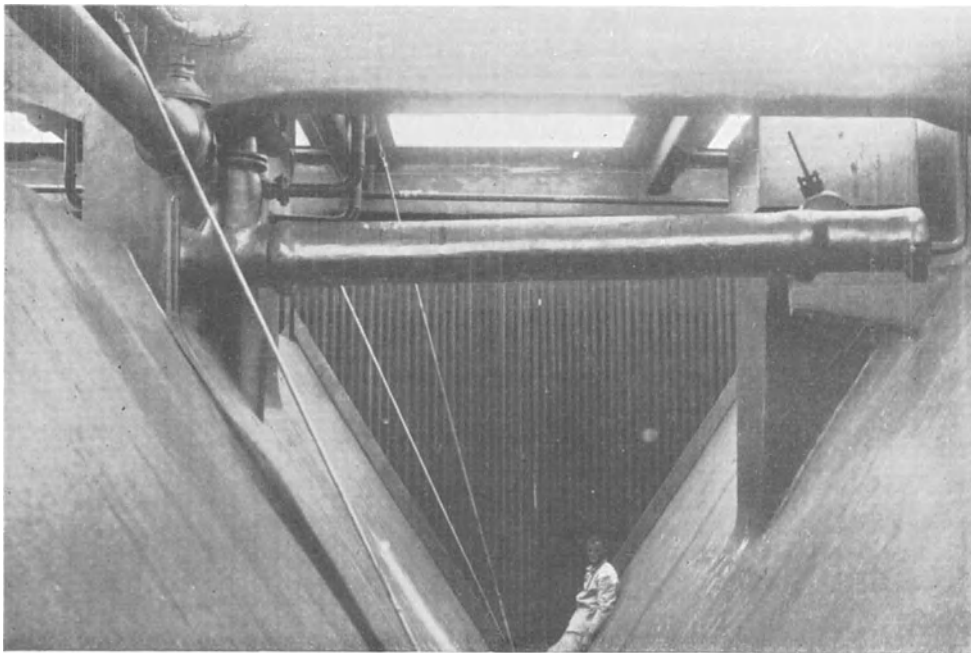


Abb. 548. Blick in den Absitzraum mit dem Holzrechen. (Aus M. P r e u ß in „Kleine Mitteilungen“. Berlin-Dahlem 1927)

Absitzräumen Frischschlammtaschen angeordnet, die in der Abb. 549 deutlich zu erkennen sind. Die weiteren Abb. 550 bis 553 geben Ansichten vom Bau wieder.

Die Oms-Brunnen (Abb. 554) unterscheiden sich von den Emscherbrunnen durch die Anordnung des Absitzraumes, der hier gänzlich unter dem Wasserspiegel des darunterliegenden Faulraumes liegt. In ihm scheidet sich Schwimmschlamm und Sinkschlamm aus und beide Schlammarten verlassen durch eigene Schlitze, durch schräge Flächen gelenkt, den Absitzraum. Die Schlammfäulung erfolgt so, wie bei den Emscherbrunnen und auch die Gasableitung wird in gleicher Weise bewerk-

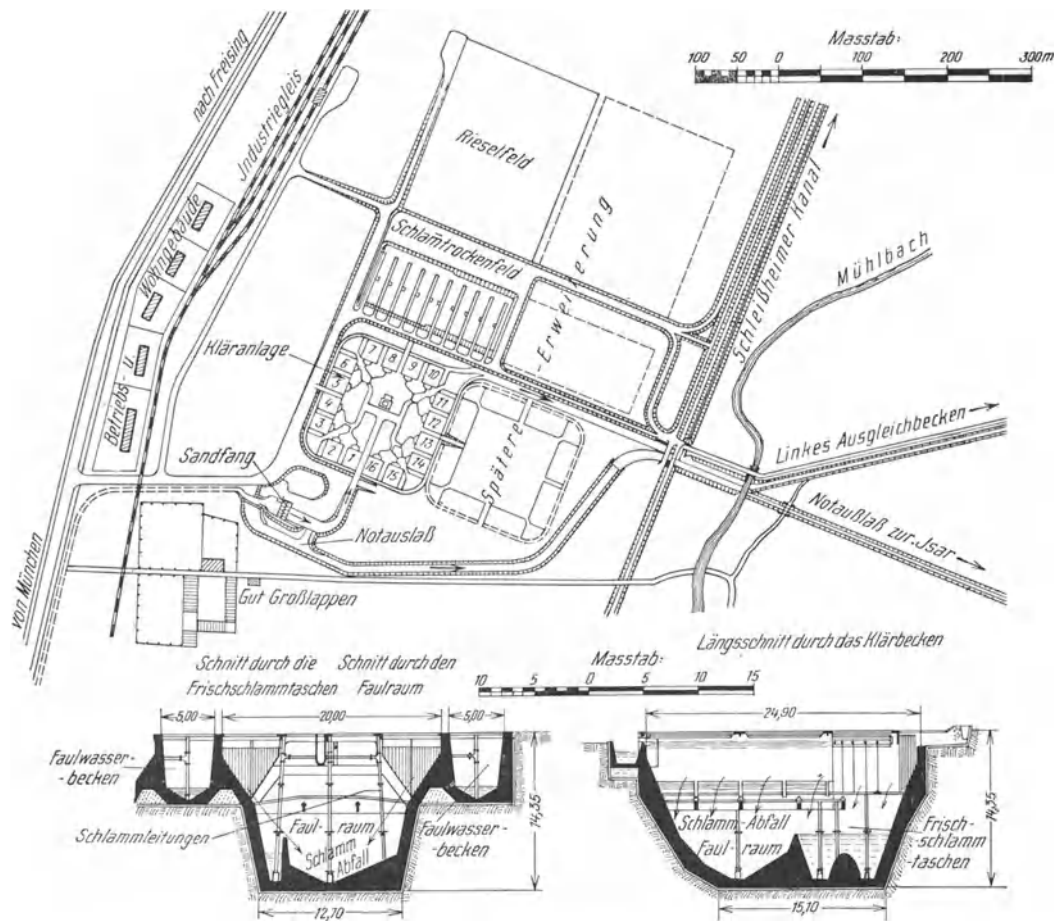


Abb. 549. Kläranlage der Stadt München. (Dyckerhoff & Widmann und Dera)

stellt. Um Fett aus dem Abwasser ausscheiden zu können, werden am Einlaufe Tauchbretter angeordnet. Für die Frischschlammgewinnung können unter die Sinkschlamm-schlitze eigene Frischschlammtaschen angeordnet werden und zur Belebung der Schlammfäulung kann durch Rohre, die bis zum Boden des Schlammfäulraumes herabreichen, Frischwasser allenfalls mit Zusätzen zur Verhinderung der sauren Gärung eingepumpt werden.

Für die Klärung von Abwässern, die wenig zur Bildung von Schwimmschlamm neigen, verwendet die Kremer-Klär-gesellschaft den Kremerbrunnen, der ähnlich dem Emscherbrunnen eingerichtet ist. In ihnen wird der fettreiche Schwimmschlamm in frischem Zustand gesondert abgeschieden und kann zu technischen Fettprodukten



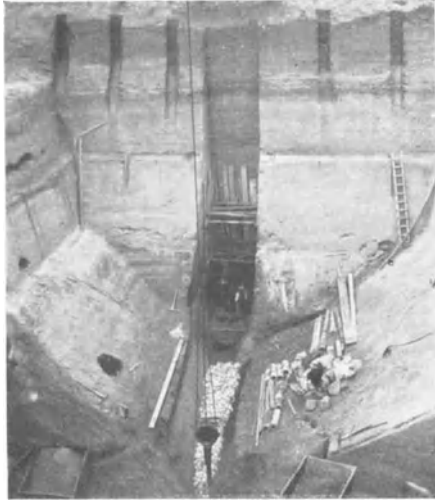


Abb. 550. Baugrube für den Faulraum der Kläranlage München-Großlappen. (Dyckerhoff & Widmann)



Abb. 551. Absitzbecken der Kläranlage München-Großlappen. *a* Schlitz. (Dyckerhoff & Widmann)

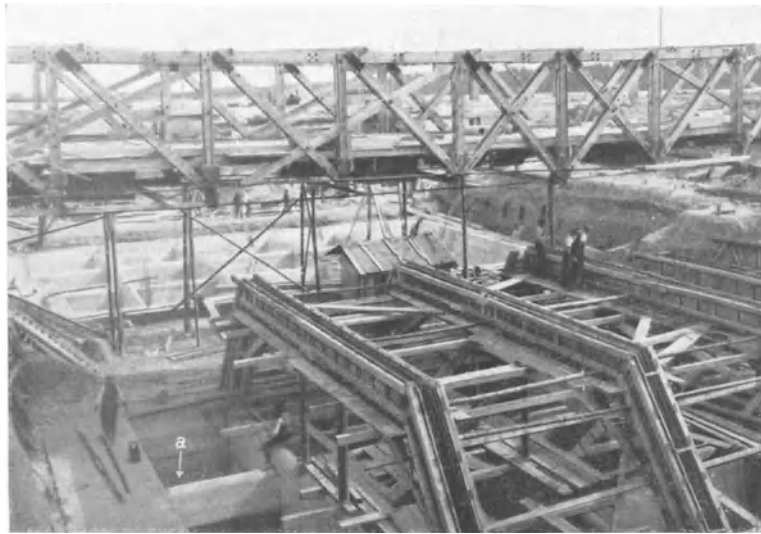


Abb. 552. Schalung für die Decke eines Faulraumes der Kläranlage München-Großlappen. *a* Faulraum. (Dyckerhoff & Widmann)

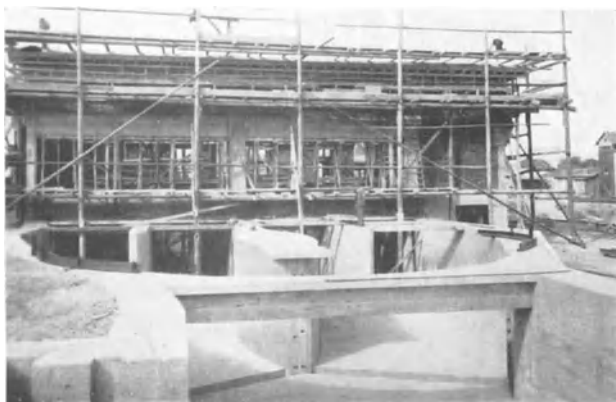


Abb. 553. Kläranlage der Stadt München. Auslauf des Sandfanges. (Dyckerhoff & Widmann)

verarbeitet oder in den Faulraum eingespült werden. In besonderer Weise wird das Abwasser in der in der Abb. 555 dargestellten Kremerzelle mit nebenliegenden

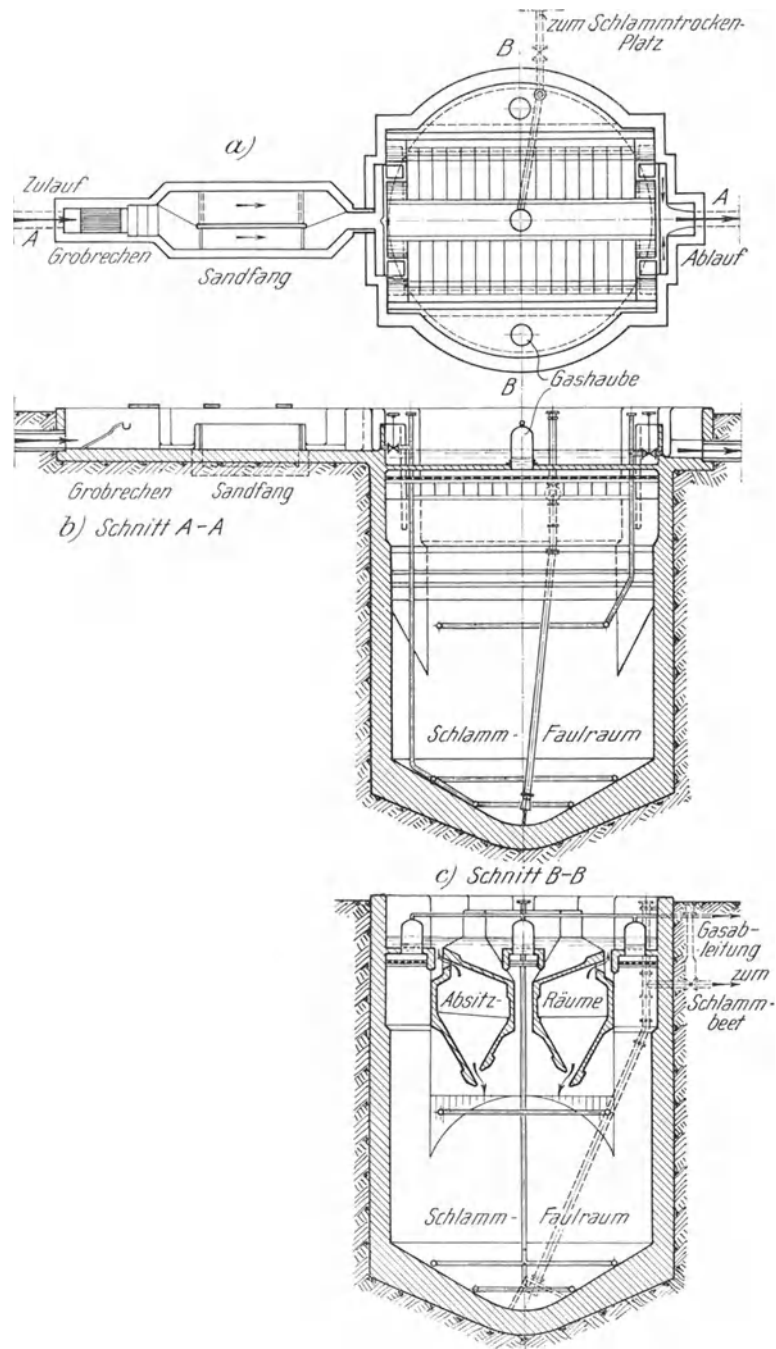


Abb. 554. Oms-Klärbrunnen

Faulräumen geklärt; in der Zelle wird der Schlamm getrennt als Schwimmschlamm und als Sinkschlamm abgeschieden. Der Frischschlamm wird alle ein bis zwei Tage in die Faulräume mit Wasserüberdruck abgelassen oder übergepumpt. Er gelangt zuerst

in die Vorfaulkammer, die geringe Tiefe besitzt, damit möglichst wenig Gase im Wasser absorbiert werden, die die Lebenstätigkeit der Bakterien hemmen könnten. Die Ausfäulung erfolgt in der tiefen Nachfaulkammer, in der viel Gas absorbiert

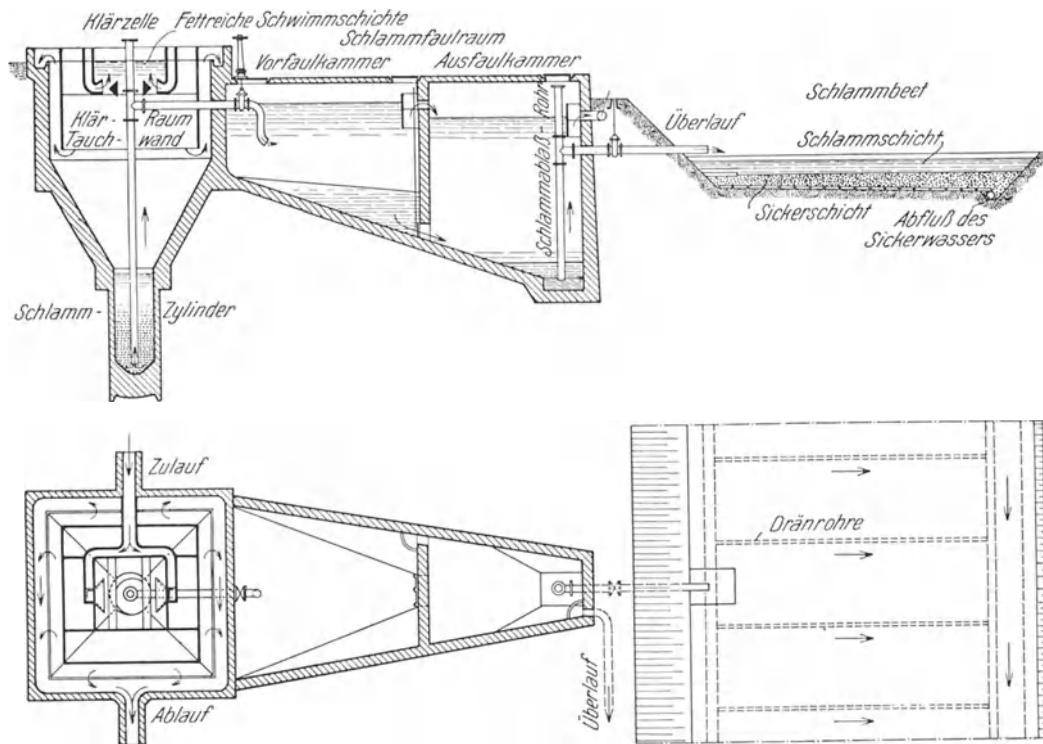


Abb. 555. Krämer-Kläranlage

werden soll, weil gasreicher Schlamm, wenn er auf die Schlammbeete gelangt, das Wasser besser an die Sickerschicht abgibt und auch besser trocknet.

Literatur: Helbing, H.: 25 Jahre Emschergenossenschaft. Emschergenossenschaft Essen. 1925. — Derselbe: Die Emschergenossenschaft in Essen. Emschergenossenschaft. 1926. — Imhoff, K.: Der Ruhrverband. Ruhrverband Essen. 1926. — Derselbe: Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. C. Heymann. 1926. — Derselbe: Taschenbuch der Stadtentwässerung. 5. Aufl. R. Oldenbourg. 1928.

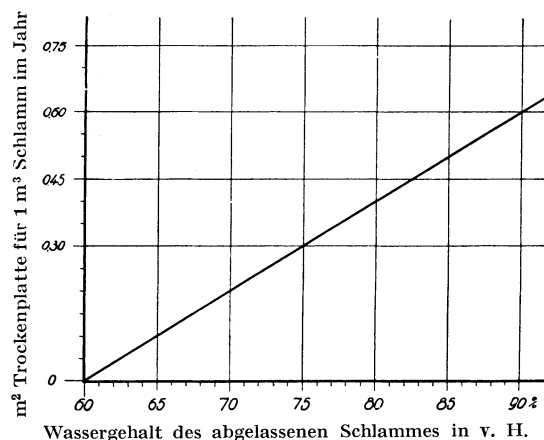


Abb. 556. Ermittlung der Trockenplatzgröße. (Nach H. Blunk)

#### δ) Der Schlamm trockenplatz

Aus den Faulräumen wird der ausgefäulte Schlamm mit natürlichem Gefälle oder mit künstlicher Hebung auf Schlammbeete zur Trocknung geleitet. Rohrleitungen sollen Mindestweiten von 200 mm erhalten. Bei der Leitung mit natürlichem Gefälle ist bei Rohren ein Mindestgefälle von  $J = 0,125$ , bei offenen Gräben von  $J = 0,025$  erforderlich. Für die Be-

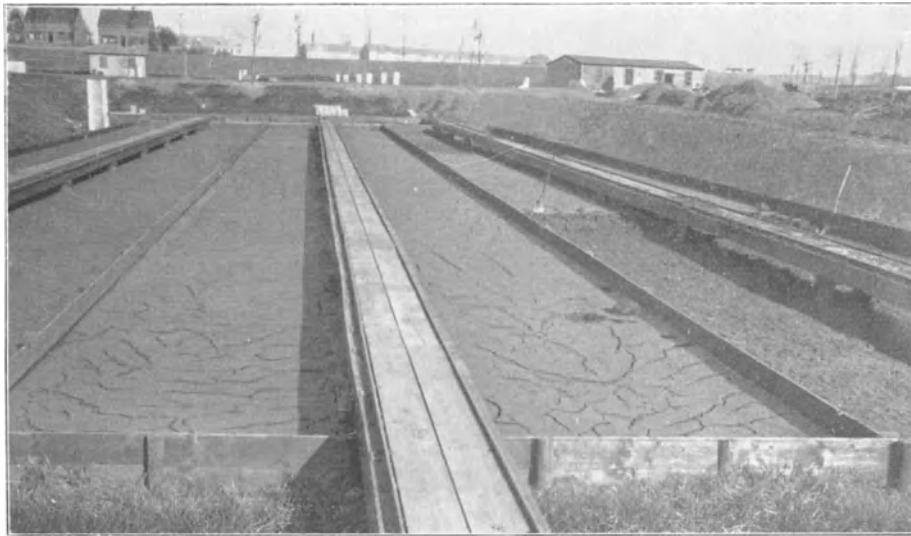


Abb. 557. Schlamm-trockenplatz der Kläranlage Essen

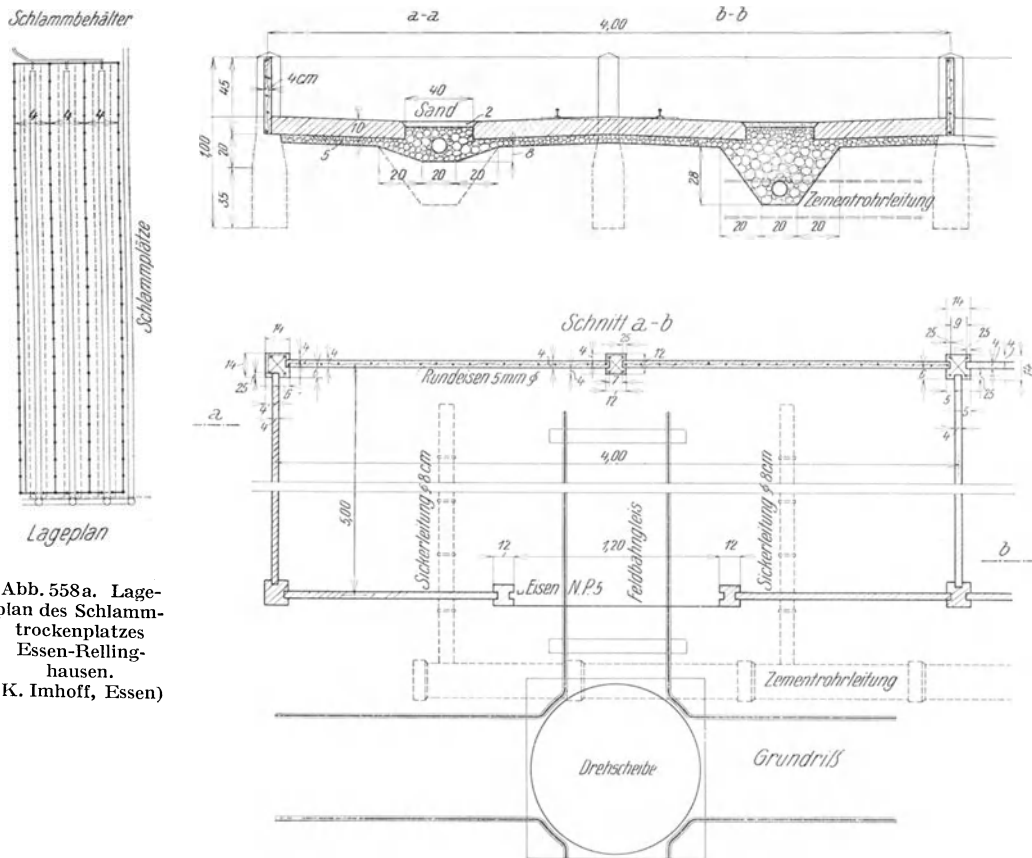


Abb. 558a. Lageplan des Schlamm-trockenplatzes Essen-Rellinghausen. (K. Imhoff, Essen)

Abb. 558b. Einzelheiten des in der Abb. 558a dargestellten Schlamm-trockenplatzes. (K. Imhoff, Essen)

messung der Trockenbeete gibt H. Blunck die in der Abb. 556 dargestellten spezifischen Trockenplatzgrößen, die mit der zu trocknenden flüssigen Jahreschlammmenge multipliziert die erforderliche Größe des Trockenplatzes ergeben.

Der Trockenplatz (Abb. 557, 558, 558 a) wird in lange, etwa 4 m breite Beete unterteilt; der Boden wird mit einer 0,25 m hohen Filterschicht aus Kies, Steinschlag oder

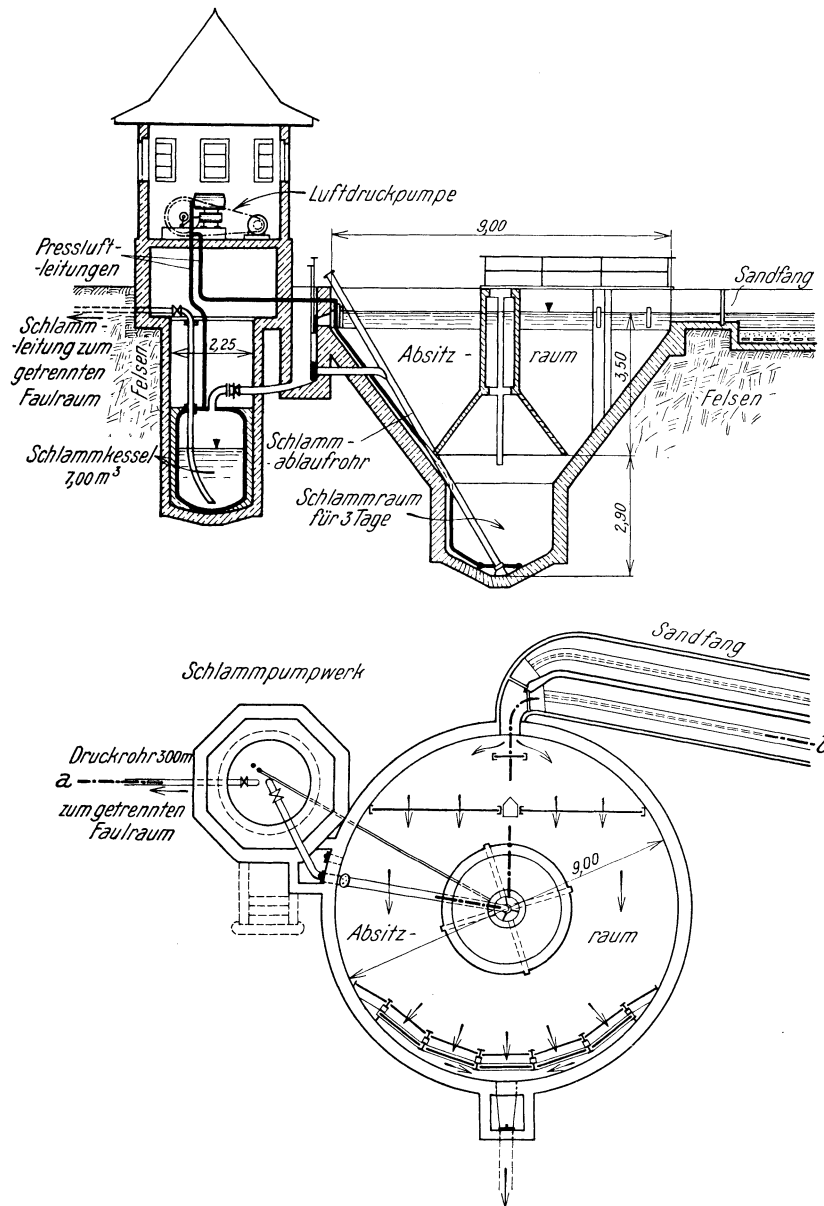


Abb. 559. Kläranlage mit Frischschlammförderung durch Druckluft. (Nach K. Imhoff)

Schlacke aufgebaut, darüber kommt etwa 0,05 m hoch Sand oder es werden Betonplatten mit Sickerfugen auf die Filterschicht verlegt. In der Mitte jedes Streifens wird ein Dränrohrstrang und auf der Filterschicht ein Rollbahngleis für die Abfuhr des stichfesten Schlammes verlegt; bei großen Anlagen kann die Abfuhr auch durch einen Kabelkrahnen erfolgen. Die Beete werden mit lotrechten Betonplatten eingefasst,

die 0,3 m über die Bodenfläche emporragen. Der ausgefaulte Schlamm wird etwa 0,2 m tief in die Beete eingelassen und, nachdem er stichfest geworden ist (Wassergehalt etwa 55 v. H.) mit Schaufeln abgehoben und in die Fördergefäße verladen; der Sand der Filterschicht wird dabei nach und nach mit ausgehoben und muß rechtzeitig wieder erneuert werden.

Der Schlamm trocknet erfahrungsgemäß um so leichter, je gasreicher er anlangt. Schlamm aus tiefen Fauräumen trocknet daher besser als solcher aus seichten. Damit der Schlamm gasreich bleibt, darf er von Pumpen nicht über den Wasserspiegel im Becken angesaugt werden; vielfach werden für die Schlammförderung Mammutpumpen oder Druckkessel verwendet (Abb. 559).

Literatur: Blunk, H.: Beitrag zur Berechnung von Faulräumen. Gesundheitsingenieur, 48, S. 37. 1925. — Imhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung. 5. Aufl. R. Oldenbourg. 1928. Mit weiteren zahlreichen Literaturangaben. — Derselbe: Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. C. Heymann. 1926. Ebenfalls mit reichen Literaturangaben.

### 3. Die Behandlung des geklärten Abwassers

Wenn die Reinigung des Abwassers durch Sieben oder Absetzen nicht hinreicht, wenn also der Vorfluter so wasserarm ist, daß das vorbehandelte Abwasser in Fäulnis geraten kann, so ist eine noch weitgehendere Reinigung erforderlich, bei der auch die nicht absetzbaren bzw. abgesetzten und die gelösten organischen Stoffe entweder durch die Tätigkeit von Kleinlebewesen in nicht faulfähige mehr oder minder vollständig umgewandelt werden oder bei der durch Oxydation und Desinfektion durch Chlorgas die Fäulnis unmöglich gemacht wird. Das letztere Verfahren wird als chemisches, die ersteren als biologische bezeichnet; diese können weiter in natürliche und in künstliche geschieden werden.

#### a) Natürliche biologische Verfahren

Das beste, wenn auch umständliche Verfahren, das geklärte Abwasser aus Kläranlagen weiter vollständig zu reinigen, besteht in der Verwendung desselben auf gedrähten Rieselfeldern zur düngenden Bewässerung. Das Verfahren ist aber nur anwendbar, wenn geeignete Flächen mit hinreichend durchlässigen Sandboden und einem wenigstens 2 m tief liegenden Grundwasserspiegel in ausreichendem Ausmaße zur Verfügung stehen. Man kann dann auf 1 ha Rieselfeld 250 bis 400 Einwohner, und wenn das Abwasser vorgereinigt ist, bis zu 1000 Einwohner rechnen, benötigt also als Rieselfeld eine Fläche, deren Größe fast jener des bewohnten Gebietes gleicht. Zur Zuleitung des Wassers auf die Rieselflächen sind alle üblichen Bewässerungsverfahren anwendbar.

Wenn auf die landwirtschaftliche Ausnutzung der Wässer ganz verzichtet wird, kann bis zu fünfmal so viel Wasser auf die Fläche aufgeleitet werden. Dieses Verfahren wird dann Bodenfiltration genannt. Die Filterfläche wird hierbei in mehrere Felder unterteilt, die abwechselnd mit Abwasser beschickt werden, dazwischen aber immer wieder eine kurze Zeit (etwa 6 Stunden) trocken liegen, so daß der durchlässige Boden gut belüftet wird. In 2 m Tiefe wird ein Dränsystem eingebaut, das für einen Abfluß von 25 bis 30 l/sec. ha zu berechnen ist. Wenn die Bodenfläche sich im Laufe der Zeit mit Schlammresten dichtet, wird sie etwa 20 cm tief umgegraben oder gepflügt.

Wenn große Teiche oder Stauräume vorhanden sind oder die Möglichkeit besteht, mit geringem Aufwand etwa 1,0 m tiefe Teiche anzulegen, so kann das vorbehandelte Abwasser im Mindestverhältnis von 1 : 3 mit reinem Wasser verdünnt, derart durch sie geleitet werden, daß sie die ganze Teichfläche überfließen. Unter

der Einwirkung des Sauerstoffes der Luft und der Sonne entwickelt sich ein reiches Kleintier- und Pflanzenleben, wobei die organischen Stoffe im Wasser abgebaut werden. Für 1 ha Teichfläche werden 2000 bis 3000 Einwohner gerechnet.

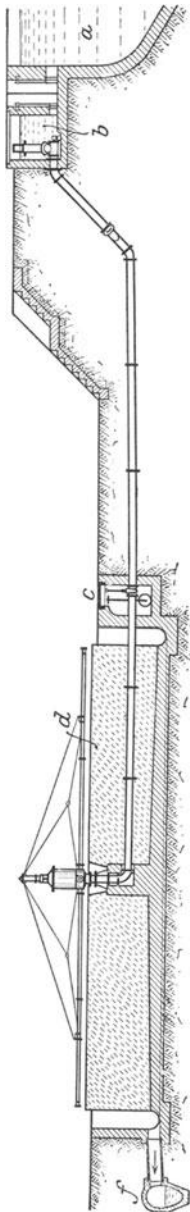


Abb. 560a. Tropfkörper mit Drehsprenger und Beschickungseinrichtung von Geiger, *a* Klärbecken, *b* Staukammer mit Beschickungseinrichtung, *c* Schieber- und Entleerungsschacht, *d* Tropfkörper, *f* Ablauf

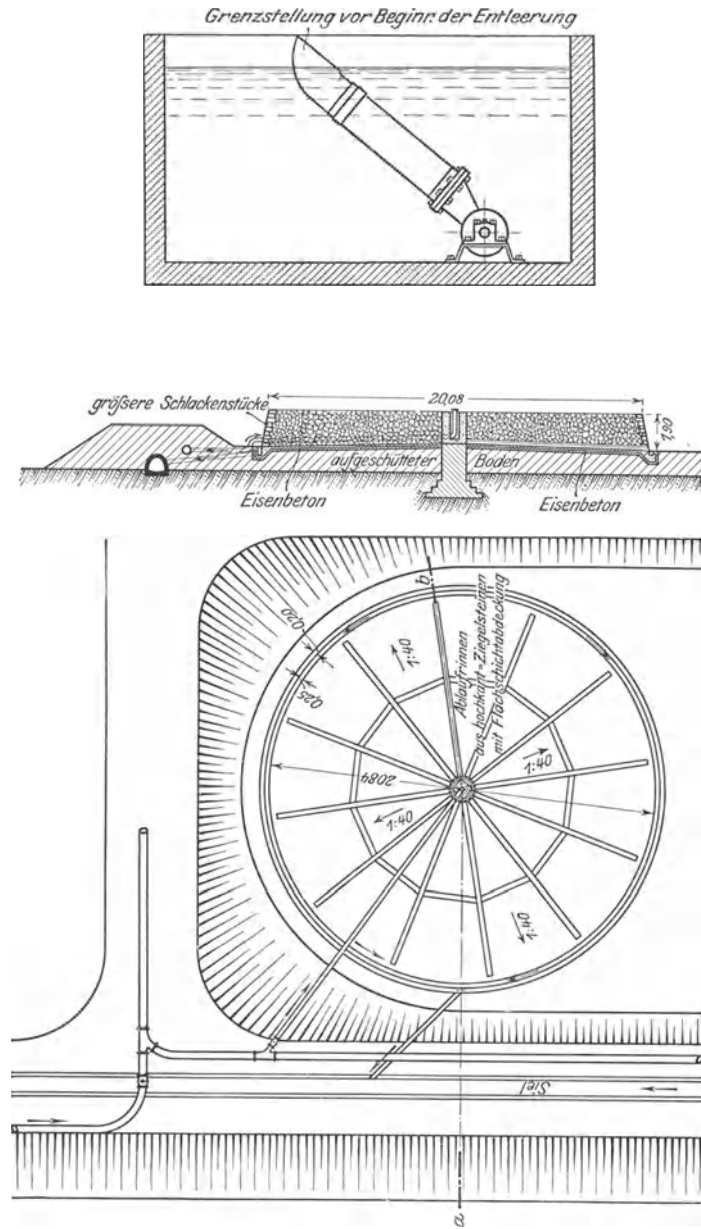


Abb. 561a. Grundriß und Schnitt eines Tropfkörpers

Die Tiere und Pflanzen eignen sich gut als Fischfutter und man hat daher mit Erfolg in solche Teiche Karpfen eingesetzt. Der Fischertrag beträgt 300 bis 700 kg/ha. Im Winter werden die Fische in tiefere Teiche gebracht.

### β) Künstliche biologische Reinigungsverfahren

Sowohl die Berieselung als auch die Bodenfiltration und die Fischteiche erfordern sehr große Flächen, die in der Nähe von Städten nur sehr schwer zu beschaffen sind.

Es werden daher dort, wo solche Anlagen nicht schon aus früheren Zeiten vorhanden sind, meist andere biologische Verfahren angewendet, die nur geringfügigen Raum erfordern. Sie beruhen darauf, in besonderen Bauwerken einerseits den Bakterien, die die organischen Stoffe im Abwasser abbauen, so günstige Lebensbedingungen zu bieten, daß sie sich in großen Mengen entwickeln, andererseits Einrichtungen zu schaffen,

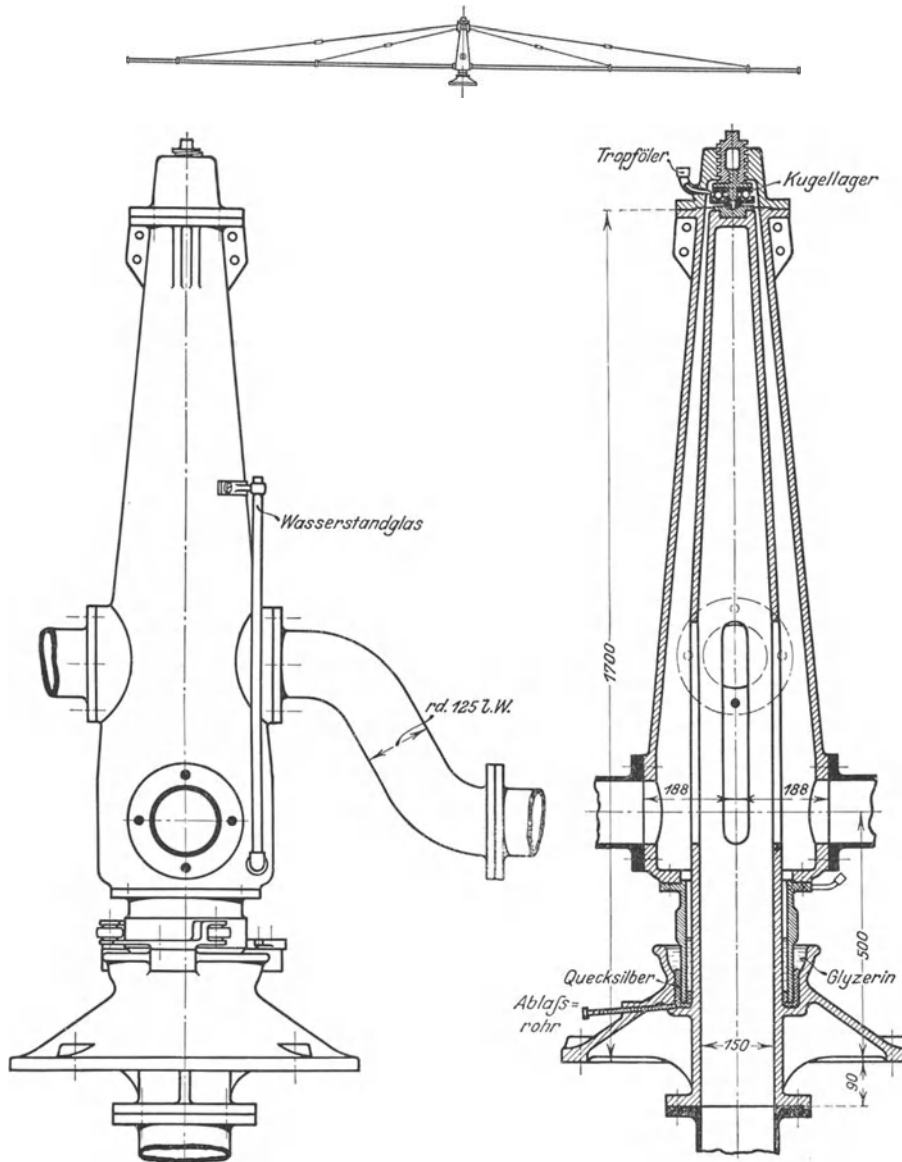


Abb. 561 b. Einzelheiten des Drehsprengers

die auch die kolloidal gelösten Stoffe abscheiden. Bei all diesen Verfahren wird das Wasser schließlich nochmals durch ein Absitzbecken geleitet, indem sich der aus der biologischen Reinigungsanlage mitgeschleppte Schlamm absetzt, bevor das Wasser gereinigt abgelassen wird. Der Schlamm aus diesem Absitzbecken wird am besten in den nächstgelegenen Faulraum zur weiteren Zersetzung geleitet.

Das älteste, raumsparende, biologische Reinigungsverfahren benutzt die sogenannten biologischen Tropfkörper, das sind Aufschichtungen aus wasser-



beständigen rauhen Brocken von Steinen, Schlacken oder dergleichen, über die man das Wasser fein verteilt rieseln läßt. Auf den Brocken scheiden sich die kolloidal gelösten Stoffe durch Kontaktwirkung ab und es entwickelt sich ein üppiges Kleintierleben, das, unterstützt vom Sauerstoff der durch die Zwischenräume der



Abb. 562. Biologischer Tropfkörper in Wilmersdorf

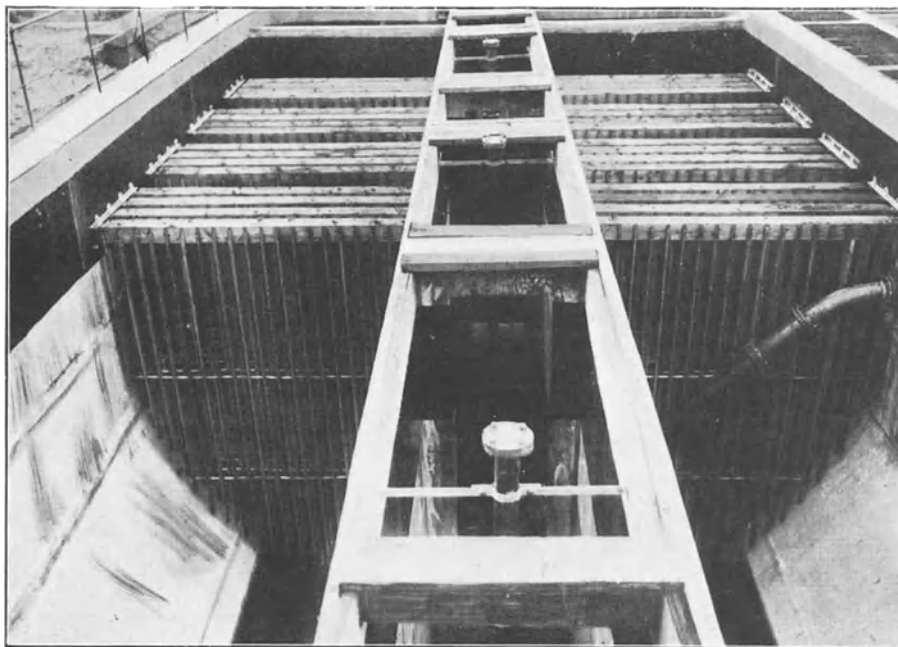


Abb. 563. Kolloidore der Kläranlage Bad Homburg v. d. Höhe. (Dera, Wiesbaden)

Brocken streichenden Luft, die fäulnisfähigen Stoffe abbaut, so daß das Wasser den Tropfkörper gereinigt verläßt.

K. Imhoff empfiehlt für die Brocken Korngrößen von 20 bis 80 mm zu nehmen und die Tropfkörper bei kleinen Brocken 2 m, bei groben 4 m hoch zu machen. Er rechnet auf 1 m<sup>3</sup> täglich zu verrieselnden Trockenwetterabfluß 1,4 m<sup>3</sup> Tropfkörperinhalt, mindestens aber 0,13 m<sup>3</sup> auf 1 Einwohner.

Dem Tropfkörper (Abb. 560, 561 und 562) wird das Wasser, wenn es unter Druck steht, durch Streudiüsen zugeleitet, die ähnlich jenen der Beregnungsanlagen beschaffen sind; sonst werden Drehsprenger (Abb. 563) verwendet, die vom auslaufenden Wasser, ähnlich wie das Segnersche Wasserrad, im Umlauf erhalten werden. Die Beschickung erfolgt vielfach stoßweise, damit sich in den Zwischenpausen der Tropfkörper mit Sauerstoff anreichern kann. Die stoßweise Beschickung geschieht durch die in der Abb. 564 dargestellte

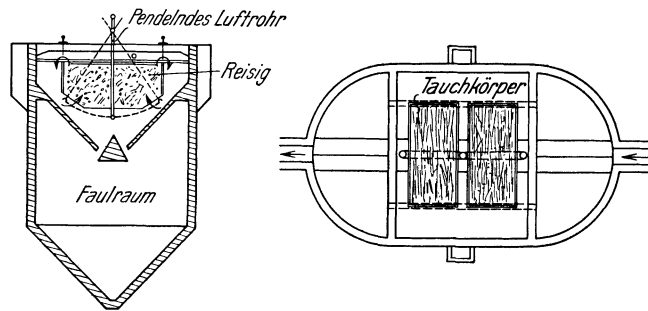


Abb. 564. Tauchkörper in einem Emscherbrunnen. (Nach K. Imhoff)

Staukammer, in der sich das gelenkig gelagerte Ablaufrohr nach Überschreitung des Höchststandes füllt und untersinkt. Nach vollständiger Entleerung der Kammer

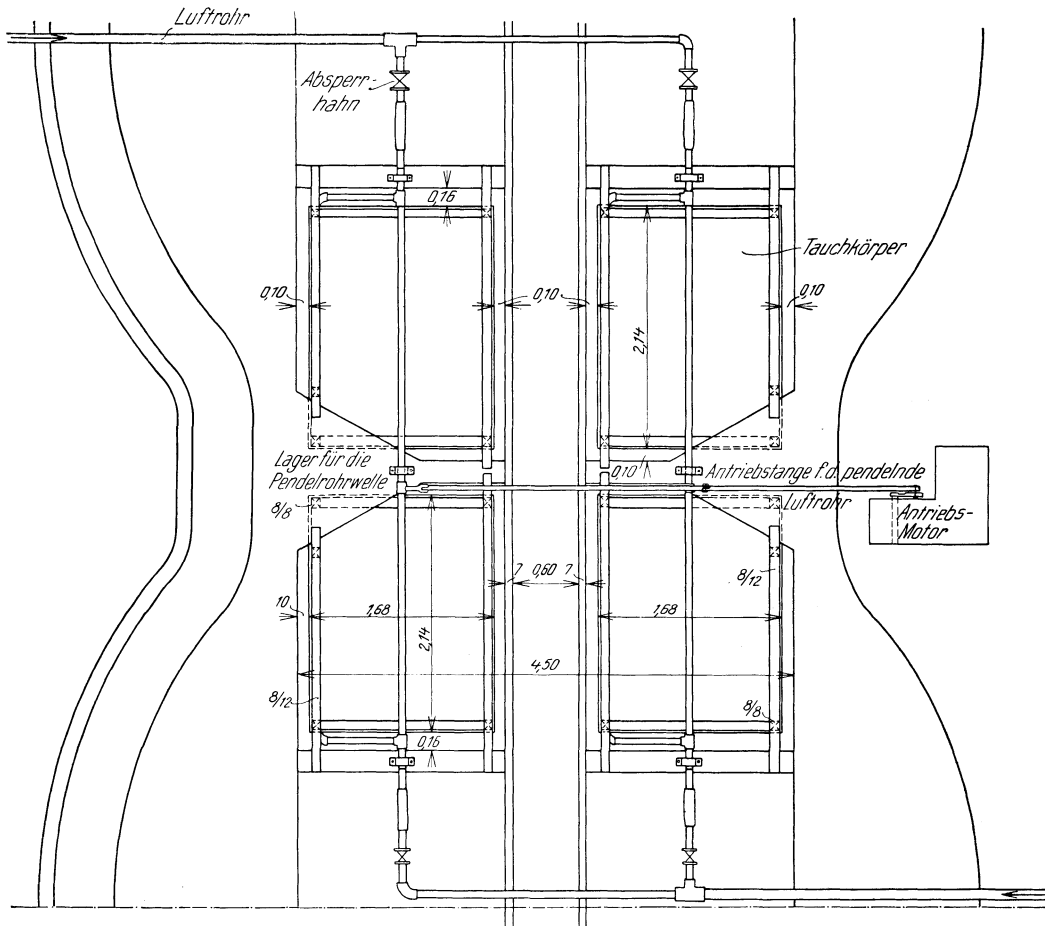


Abb. 565a. Biologischer Tauchkörper mit pendelndem Luftrohr, Grundriß. (K. Imhoff, Essen)

steigt das Rohr mit dem Wasser schwimmend wieder auf. Eine gleiche Wirkung könnte natürlich auch mit einem Heber erreicht werden,

Die Tropfkörper erfordern eine Einarbeitungszeit, die bis zu 30 Tagen betragen kann. Zur Nachbehandlung des Wassers sind Absitzbecken erforderlich, die etwa  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  so groß sind als jene der Vorreinigung.

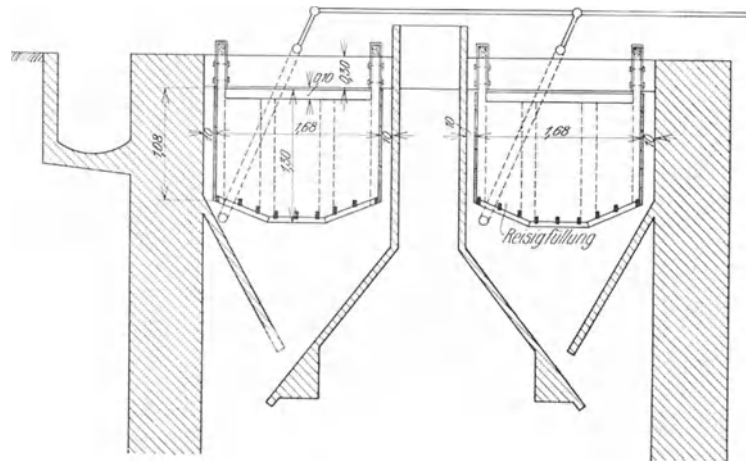


Abb. 565b. Biologischer Tauchkörper mit pendelndem Luftrohr, Längsschnitt. (K. Imhoff, Essen)

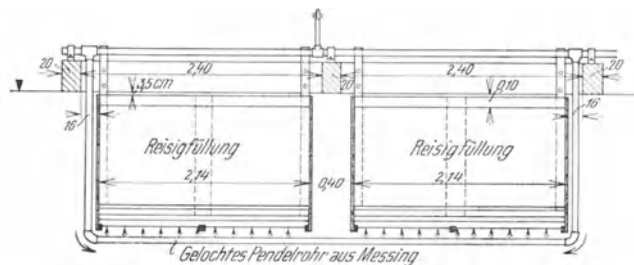


Abb. 565c. Biologischer Tauchkörper mit pendelndem Luftrohr, Querschnitt. (K. Imhoff, Essen)

Die Tropfkörper haben Belästigungen durch Geruch und durch Fliegen zur Folge. Die Fliegen können durch Impfen des Tropfkörpers mit dem Wasserspringschwanz (*Achorutes viaticus*) bekämpft werden. Die Geruchbelästigung kann durch Chlorierung des Wassers, die Fliegenplage auch durch kurze, starke Chlorgaben

alle zwei bis drei Wochen verhindert werden.

Eine nicht vollkommene biologische Reinigung kann durch die sogenannten biologischen Tauchkörper bewirkt werden; diese bestehen, ähnlich den Tropfkörpern, aus lose geschichteten, rauhen Brocken, aus Reisig, aus Latten (Abb. 563) oder dergleichen, die in oben und unten gut durchlässigen Holzkästen zu Körpern zusammengefaßt sind und im zu reinigenden, vorgeklärten Abwasser stehen. Sie werden vom Abwasser langsam durchflossen, wobei sich auf der Oberfläche der Tauchkörper Kolloide absetzen und sich ein reiches Kleintierleben entwickelt. Der erforderliche Sauerstoff wird mit Luft zugeleitet, die von unten entweder durch ein feststehendes System von Belüftungsrohren oder durch ein pendelndes Rohr zuströmt.



Abb. 566. Biologischer Tauchkörper, in ein Absitzbecken eingebaut. a Reisigfüllung, b Preßluftleitung, c pendelndes Luftrohr. (K. Imhoff, Essen)

Durch die Luftblasen, die zwischen den Teilen des Tauchkörpers hochsteigen, wird fortlaufend Schlamm losgerissen, der in Schlammräumen, die unter den Tauch-

körpern liegen, gesammelt und zur Ausfaltung in einen Faulraum geleitet wird. Der Tauchkörper kann auch in das Absitzbecken eines Emscherbrunnens eingehängt werden (Abb. 564, 565, 566) wo er die Abscheidung von etwa der Hälfte der im Abwasser sonst verbleibenden organischen Stoffe, bei einer Durchflußzeit von 1 Stunde durch den Körper und im ganzen 2 Stunden durch die Anlage, bewirkt.

Der Tauchkörper liegt etwas unter dem Wasserspiegel, so daß sich im Spiegel Fette und Teere, deren Ausscheidung durch die aufsteigenden Luftblasen gefördert wird, ansammeln können.

Wenn die Tauchkörper in eigene Becken ohne darunterliegenden Schlammraum eingebaut werden, so wird zweckmäßig ein Querschnitt nach der Abb. 567 gewählt, in dem

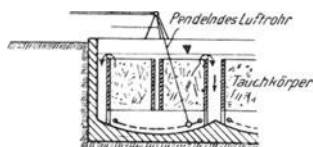


Abb. 567. Tauchkörper mit Luftzuführung. (Nach K. Imhoff)

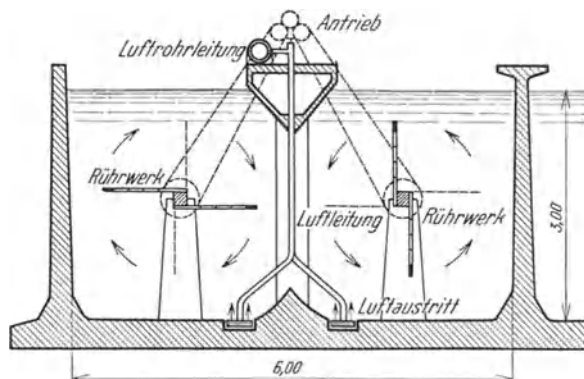


Abb. 568. Schema eines Schlammbelebungsbeckens (Nach K. Imhoff)

das pendelnde Luftrohr den Schlamm am Absitzen hindert; erst in einem Absitzbecken, das das Wasser später durchläuft, wird er dann abgeschieden.

Die Einarbeitungszeit beträgt nach K. Imhoff nur etwa 1 bis 2 Tage.

Eine vollkommene Reinigung, bei der gänzlich fäulnisunfähiges Wasser abläuft, wird mit dem Schlammbelebungsverfahren erzielt. Dem in einer Kläranlage vorgereinigten Abwasser wird sogenannter belebter Schlamm zugesetzt und dieses Gemisch wird durch langgestreckte Becken geleitet. Die Flocken des belebten Schlammes bestehen, wie A. M. Buswell gefunden hat, aus einem schleimigen Grundstoff, in dem Bakterien und Protozoen leben. Durch Kontaktwirkung legen sich an diese Flocken die feinen, in Absitzbecken nicht abgeschiedenen Schlamnteilchen und die kolloidal gelösten und die gelösten Stoffe an und die in diesen Flocken in großen Mengen lebenden niedrigen Lebewesen führen sie in die körperliche Form über, so daß sie schließlich durch Absetzen aus dem Wasser entfernt werden können. Zu ihrer Lebenstätigkeit erfordern diese Lebewesen größere Mengen von Sauerstoff, der dem Abwasser künstlich zugeführt werden muß. Gleichzeitig wird das Abwasser reichlich umgewälzt, damit sich die Schlammflocken im Becken nicht absetzen können, sondern in möglichst innige Berührung mit immer neuem Abwasser kommen.

Von den verschiedenen Verfahren, den Inhalt der Belebungsbecken in Umlauf zu halten und zu belüften, hat sich das Rührwerkbecken mit Zusatzluft von Imhoff, Sierp und Fries, wie es in Essen-Rellinghausen ausgeführt ist, für größere Anlagen ganz besonders bewährt. Der Querschnitt eines solchen Beckens ist in der Abb. 568 dargestellt; das Rührwerk (Abb. 569) läuft mit 7 Umdrehungen in der Minute derart



Abb. 569. Rührwerk und Preßluftleitung in einem Schlammbelebungsbecken. *a* Preßluftzuführung, *b* Rührwerk. (K. Imhoff, Essen)

um, daß es das Wasser den aus der Zusatzluftleitung aufsteigenden Luftblasen entgegenbewegt. An Luft wird  $1 \text{ m}^3$  für jeden Kubikmeter durchgeleiteten Abwassers eingeblasen und als Durchflußzeit durch das Becken werden 6 Stunden genommen.

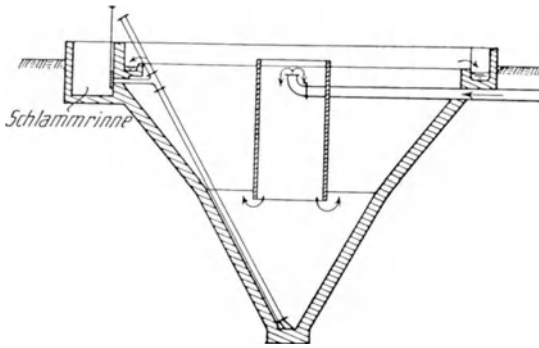


Abb. 570. Nachklärbecken. (Nach K. Imhoff)

Das aus dem Belebungsbecken ablaufende Wasser wird nun in Nachklärbecken geleitet, in denen sich die Schlammflocken absetzen können und aus denen schließlich das völlig gereinigte Abwasser läuft. Die Nachklärbecken erhalten trichterförmige Gestalt (Abb. 570); das Abwasser wird ihnen in der Mitte in halber Höhe zugeleitet, steigt im Becken auf und läuft über den Rand über. Als Durchflußzeit

empfehlte K. Imhoff eine Stunde zu rechnen. Aus der tiefsten Stelle des Trichters wird der Schlamm abgeleitet. Bei sehr großen Anlagen ist die Herstellung vieler Trichter umständlich, man führt dann langgestreckte Absitzbecken aus und leitet den Schlamm von der ebenen Sohle mit durchlaufenden Kratzerbändern (Abb. 571) ab. Die Durchflußzeit wird hier mit 2 Stunden bemessen.



Abb. 571. Leeres Absitzbecken mit Kratzerband in Werden. a Kratzer. (K. Imhoff, Essen)

Vom abgelagerten Schlamm wird noch im frischen Zustand fortlaufend ein Teil dem in das Belebungsbecken einfließenden Wasser zugesetzt; man rechnet dafür etwa ein Viertel der Abwassermenge, so daß also das Belebungsbecken für die 1,25fache zu reinigende Wassermenge zu bemessen ist. Der Rest des Schlammes, der sogenannte Überschussschlamm wird in das in die Vorklärung laufende Abwasser geleitet und gelangt dort zum Absitzen und weiter in die Faulräume (Abb. 572).

Die Schlammmenge aus der Schlammbelebungsanlage beträgt nach K. Imhoff etwa 3 v. H. der Abwassermenge. Der belebte Schlamm enthält etwa 98 v. H. Wasser und trocknet in frischem Zustand sehr

schwer. Die im Faulraum auszufaulende Schlammmenge wird durch die Zuleitung von Überschussschlamm annähernd verdoppelt, es werden daher auch doppelt so

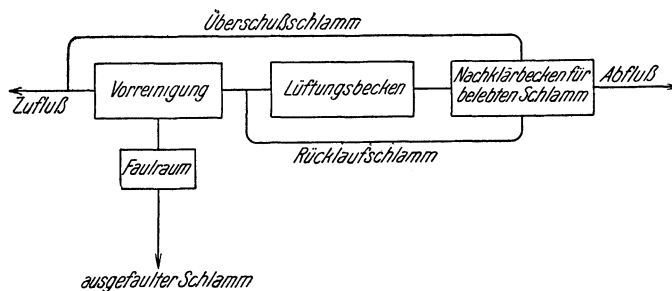


Abb. 572. Schema der Abwasserreinigung nach dem Verfahren mit belebtem Schlamm. (Nach K. Imhoff)

große Faulräume erforderlich und ebenso muß die Größe des Trockenplatzes verdoppelt werden. Für den Betrieb der ganzen Belebungsanlage kann nach K. Imhoff etwa 1 PS für 1000 Einwohner gerechnet werden.

In den Abb. 573, 574 und 575 sind der Lageplan und Ansichten der Klär-

anlage Essen-Rellinghausen mit der Schlammbelebungsanlage und dem Schlamm-trockenplatz wiedergegeben.

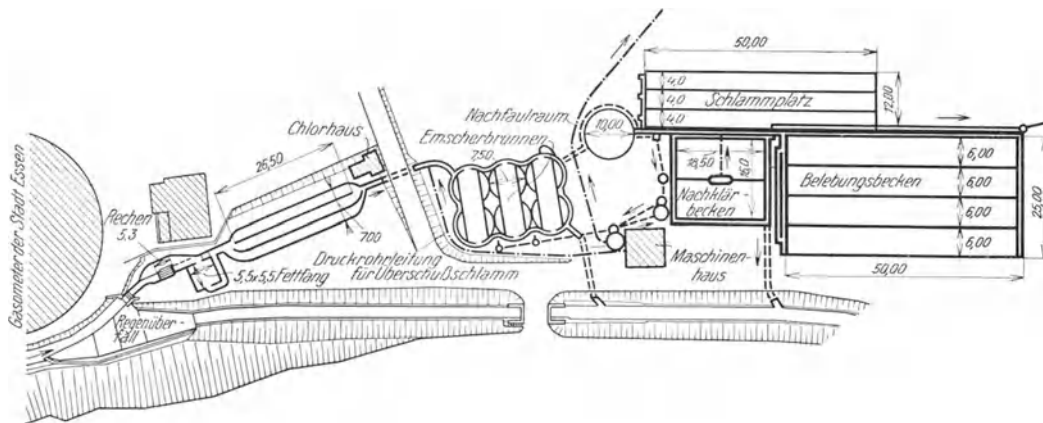
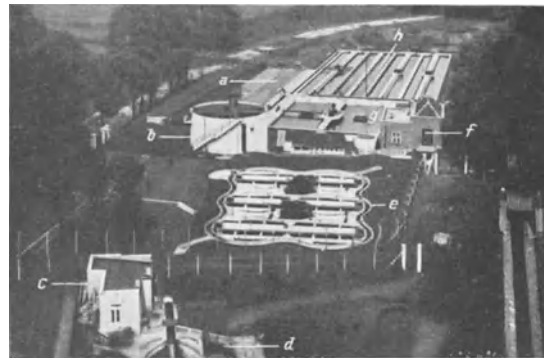


Abb. 573. Kläranlage Essen-Rellinghausen. (K. Imhoff, Essen)

Das Verfahren mit belebtem Schlamm eignet sich nur für die volle biologische Reinigung. Wenn nur eine weniger weitgehende Reinigung gefordert wird, so reinigt man einen Teil des Abwassers voll und läßt das übrige Abwasser aus der Kläranlage unmittelbar, mit dem vollgereinigten gemischt, ablaufen.

Bei kleinen Anlagen läßt man das Rührwerk weg und wälzt den Inhalt des Belebungsbeckens nur durch Einblasen von Luft um. Die allgemeine Anordnung einer solchen Anlage stellt die Abb. 577 dar und die Abb. 576 gibt eine Ansicht dieser Anlage wieder.

Abb. 574. Die Abwasserreinigungsanlage Essen-Rellinghausen. *a* Schlamm-trockenplatz, *b* getrennter Nachfaulraum, *c* Chlorhaus, *d* Sandfang, *e* Emscherbrunnen, *f* Maschinenhaus, *g* Nachklärbecken, *h* Belebungsbecken. (K. Imhoff, Essen)

Literatur: Imhoff, K.: Fortschritte der Abwasserreinigung. 2. Aufl. C. Heymann. 1926. — Derselbe: Taschenbuch der Stadtentwässerung. 5. Aufl. R. Oldenbourg. 1928. — Prüß, M.: Die abwassertechnischen Maßnahmen der Emschergenossenschaft. Kleine Mitteil. d. preuß. Landesanst. f. Wasser-, Boden- und Lufthygiene, Beiheft 5. Berlin-Dahlem. 1927.

### γ) Chemische Verfahren

Unter den chemischen Verfahren, die die Haltbarmachung der Abwässer anstreben, hat nur die Chlorung Verbreitung gefunden. Ähnlich wie bei der Trinkwasserreinigung wird dem in einer Kläranlage vorbehandelten Abwasser Chlor entweder nach dem direkten oder nach dem indirekten Verfahren (vgl. S. 263) zugesetzt. Um dem Wasser lediglich den Geruch zu nehmen,

Abb. 575. Die Emscherbrunnen in Essen-Rellinghausen. *a* Absitzraum, *b* Faulraum. (K. Imhoff, Essen)

werden bis  $4 \text{ g/m}^3$  Chlor zugesetzt; um das Abwasser haltbar zu machen, sind bis zu  $20 \text{ g/m}^3$  erforderlich. Wenn vollkommen biologisch gereinigtes Wasser aus irgend welchen Gründen noch desinfiziert werden soll, so reicht schon etwa  $1 \text{ g/m}^3$  hin.

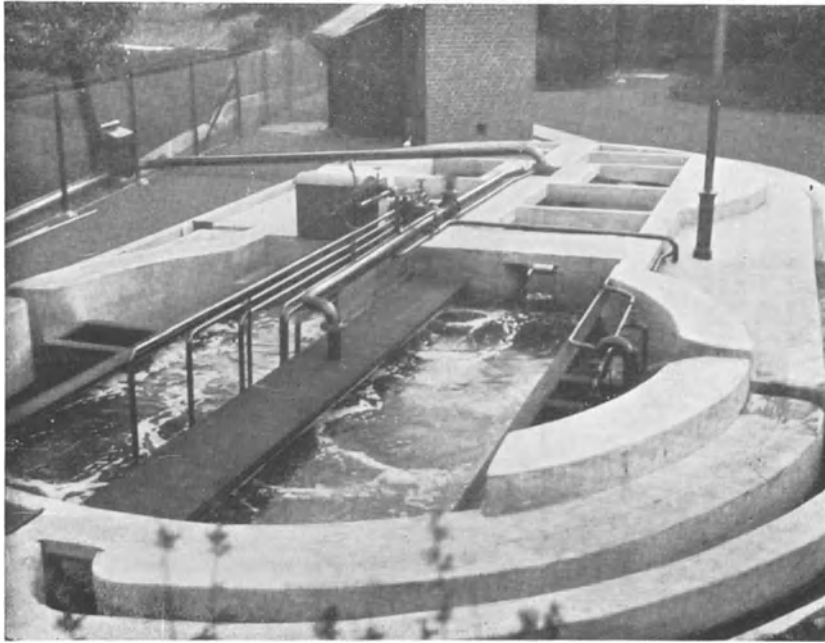


Abb. 576. Kläranlage Schwerin für 4000 Einwohner. (M. Preuß in „Kleine Mitteilungen“, Berlin-Dahlem 1927)

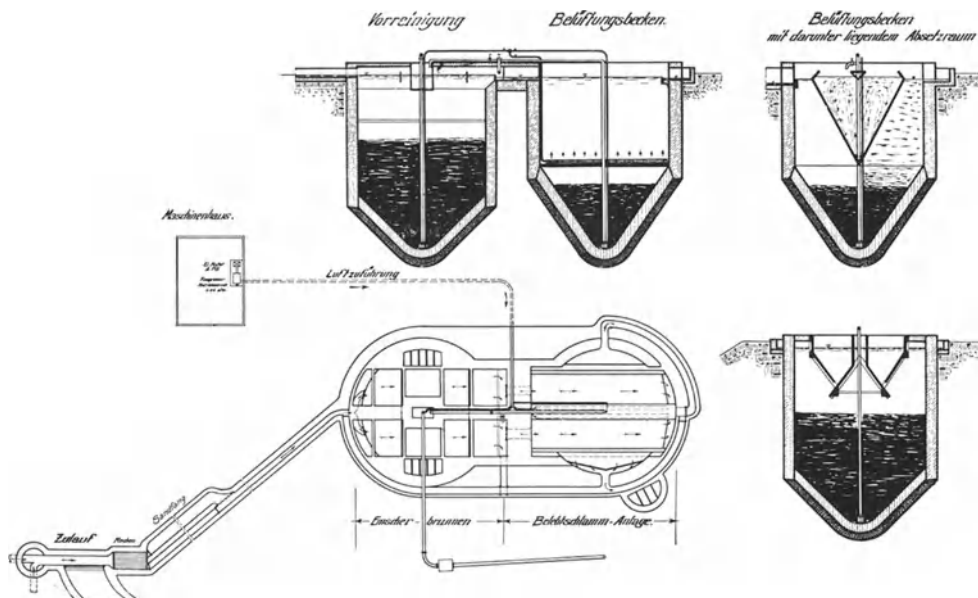


Abb. 577. Kläranlage Schwerin für 4000 Einwohner

Die Chlorierung ist manchmal das einzige Reinigungsmittel, wenn gewerbliche Abwässer die Anwendung biologischer Verfahren unmöglich machen.

Literatur: Imhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung. 5. Aufl. R. Oldenbourg. 1928.

#### 4. Die Hauskläranlagen

Hauskläranlagen sind nur am Platze, wenn aus irgend welchen Gründen eine geschlossene Ortsentwässerung nicht möglich ist oder wenn ein Haus so weit abseits des nächsten Kanals liegt, daß ein Anschluß unmöglich ist.

Die einfachste Art der Hausklärung bildet die sogenannte Senkgrube, das ist eine einfache, eingedeckte Grube, in die die Fäkalien aus Trockenaborten eingeleitet werden; die Senkgruben sollen etwa zweimal jährlich entleert werden. Die löslichen und die unlöslichen organischen Stoffe faulen darin stinkend aus. K. Imhoff empfiehlt bei der Bemessung für den Kopf etwa 300 l zu rechnen. Solche Gruben sind nur zulässig, wenn ihr Inhalt landwirtschaftlich verwertet wird, wozu etwa eine Mindestfläche von 30 m<sup>2</sup>/Kopf gerechnet werden muß. Die Einleitung von Regen- oder Brauchwasser in die Gruben ist nicht zulässig.

Wenn statt der Trockenaborte Spülaborte verwendet werden, so müssen Hauskläranlagen errichtet werden, die ähnlich den Emscherbrunnen eingerichtet sind.

Sie werden entweder aus fabrikmäßig hergestellten Betonteilen zusammengebaut oder an Ort und Stelle betoniert. Als Beispiel für eine solche Hauskläranlage sei ein Klein-Emscherbrunnen in der Abb. 578 dargestellt, dessen Wirkungsweise nach der schon gegebenen Erklärung der Vorgänge in Emscherbrunnen ohne weiteres klar ist. Die Durchmesser der fabrikmäßig hergestellten Brunnen liegen zwischen 0,8 und 2,0 m; Brunnen mit einer Weite von 0,8 m reichen bis zu etwa

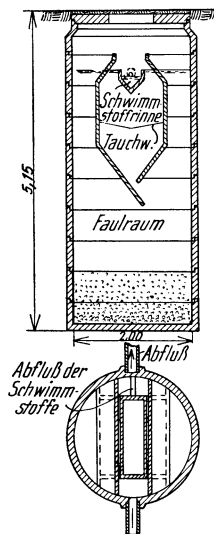


Abb. 578. Klein-Emscherbrunnen als Hauskläranlage. (Nach W. Teschner)

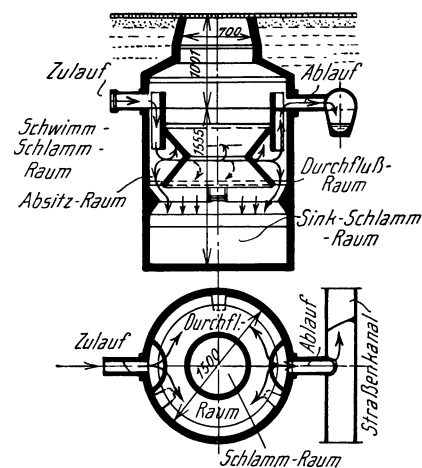


Abb. 579. Oms-Hausklärbrunnen

15 Köpfen, solche mit 1,0 m Durchmesser für 25 Köpfe und solche mit 2,0 m Durchmesser für 200 Köpfe hin. Die im Abwasser vorhandenen Schwimmstoffe werden durch eine Tauchwand zurückgehalten; wenn der Raum vor der Tauchwand nicht rechtzeitig ausgeschöpft wird, so treten diese in den Absitzraum und gelangen in die dort liegende Schwimmstoffsammelrinne, aus der sie in den Ablauf rinnen, wenn sie wieder nicht rechtzeitig ausgeschöpft werden. Als weiteres Beispiel sei in der Abb. 579 ein Oms-Hausklärbrunnen dargestellt, der ebenfalls unangefaultes, geklärtes Abwasser liefert.

Das geklärte Abwasser wird in den nächsten Vorfluter geleitet; wenn dies nicht ohneweiters zulässig ist, so kann es noch weiter behandelt werden, indem es entweder durch Untergrundrieselung versenkt oder biologisch gereinigt wird. Die Untergrundrieselung wird bei gut durchlässigen Schotterboden angewendet; bei ihrer Bemessung empfiehlt K. Imhoff für den Kopf etwa 15 m Sickerleitung und 100 m Fläche zu rechnen. Bei der Anlage einer solchen Untergrundrieselung muß sorgfältig darauf geachtet werden, daß die Wässer nicht im Wirkungsbereich eines Trinkwasserbrunnens versenkt werden.



Wenn kein Schotter oder Sandboden zur Verfügung steht, wird das Wasser biologisch gereinigt, indem es über einen Tropfkörper von 1,5 bis 2,0 m Höhe aus Schlacke oder Holzlatten geleitet wird. An Packungsraum ist doppelt so viel erforderlich als der Rauminhalt des täglich zu reinigenden Wassers ausmacht. In den Abb. 580 bis 582 sind einige für Hauskläranlagen geeignete

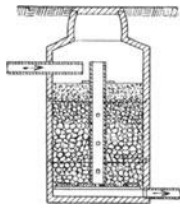


Abb. 580. Klein-Tropfkörper mit zentraler Belüftung für Hauskläranlagen. (Nach W. Teschner)

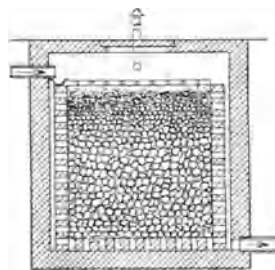
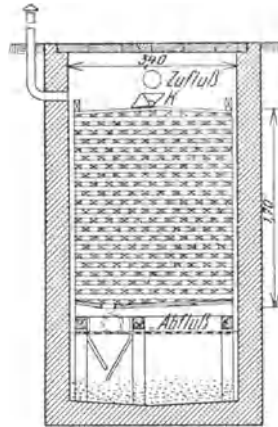


Abb. 581. Klein-Tropfkörper mit allseitiger Belüftung für Hauskläranlagen. (Nach W. Teschner)

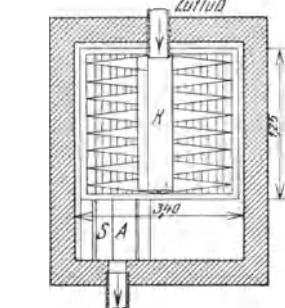


Abb. 582. Klein-Tropfkörper mit Lattenkörper für Hauskläranlagen. (Nach W. Teschner)

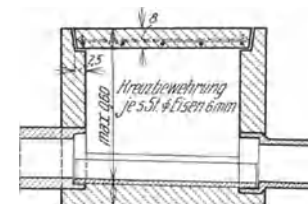
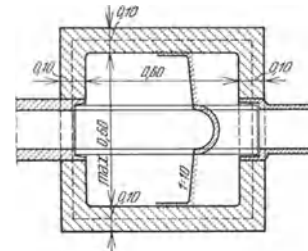


Abb. 583. Putzschaft für geringe Tiefen (Stadtbaumeister Graz)

Tropfkörper dargestellt, die bei solchen Anlagen stets in unterirdischen Kammern eingebaut werden.

Literatur: Imhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung. Berlin: R. Oldenbourg. 1928. — Teschner, W.: Abwasser-Hauskläranlagen. Berlin: M. Teschner. (Ohne Jahreszahl.)

## V. Die Sammlung und Ableitung der Abwässer

### a) Die Hausentwässerung

Durch die Hausentwässerung werden die Fäkalien, die Brauchwässer und die auf die Dach- und Hofflächen fallenden Niederschläge abgeleitet. Beim Trennverfahren müssen für die Schmutzwässer und für die Niederschlagswässer zwei getrennte Entwässerungsanlagen geschaffen werden. Beim Mischverfahren gelangen sowohl die Schmutz- als auch die Niederschlagswässer in eine gemeinsame Entwässerungsleitung und die gesamten Wässer eines Hauses sollen in der Regel durch eine einzige Anschlußleitung dem Kanal in der Straße zugeführt werden. Die Anschlußleitung wird bei freistehenden Häusern außerhalb derselben frostfrei verlegt; bei geschlossener Verbauung kommt sie unter die Kellersohle und muß die Hauptmauern kreuzen. Der Durchmesser der Anschlußleitungen muß mindestens 0,10 m und das Gefälle der Leitung soll wenigstens dort, wo Brauchwässer fließen, mindestens 1 : 50 (0,020) betragen, damit sich keine Ablagerungen bilden. Wenn dieses Gefälle

unterschnitten wird, so muß für die Möglichkeit zeitweiser kräftiger Spülungen gesorgt werden, besonders dann, wenn die Anschlußleitung größere Länge erhält. Die Anschlußmuffen der Straßenkanäle erhalten in der Regel eine einheitliche Weite von 0,15 m.

Für Leitungen, die nur Regenwasser führen, können Betonrohre verwendet werden, die übrigen werden aus Steinzeugrohren mit Asphaltichtung zusammengebaut. Wo Richtungswechsel oder Zusammenleitungen in der Anschlußleitung vorkommen, werden ähnlich den Einsteigschächten der Straßenkanäle, Putzschächte, etwa nach den Abb. 583 und 584 eingebaut. Die Sohle erhält eine Steinzeugschale, in der die Brauchwässer ohne Aufenthalt durchlaufen. Geruchverschlüsse und Schlammfänge sollen in die Anschlußleitung nicht eingebaut werden, weil durch sie

einerseits die Lüftung der Straßenkanäle behindert wird und andererseits die Schmutzwässer im Schlammfang anfaulen würden. Die Abwässer werden innerhalb des Hauses der

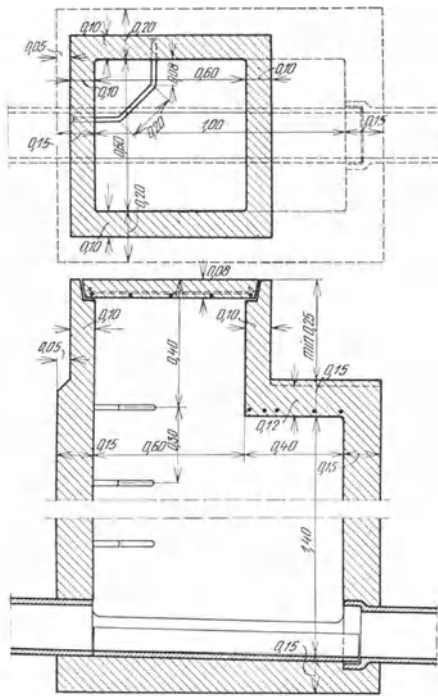


Abb. 584. Putzschacht für größere Tiefenlage des Hauskanals. (Stadtbauamt Graz)

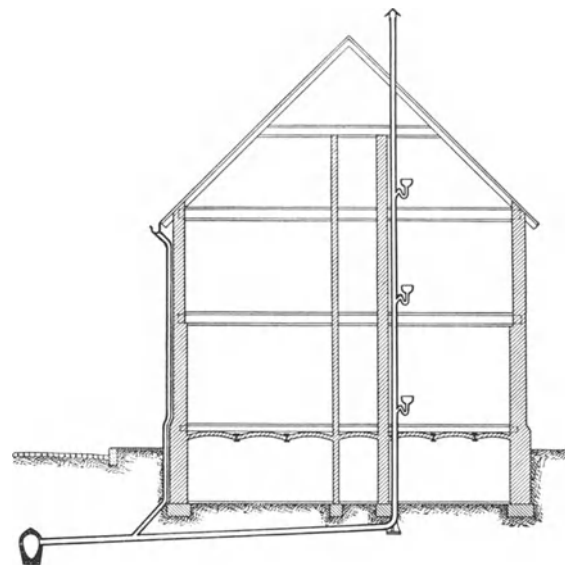


Abb. 585. Anordnung der Hausentwässerungsleitungen an den Kanal

Anschlußleitung durch lotrechte Abfalleitungen zugeführt, die bis über das Dach hochzuführen sind (Abb. 585), damit die Kanalluft durch sie entweichen kann; an sie werden die Ausgußstellen und die Aborte angeschlossen. Für alle innerhalb des Hochbaues liegenden Falleitungen werden in der Regel Eisenrohre, sogenannte schottische Rohre aus dünnwandigem Gußeisen vorgeschrieben, deren Muffenverbindungen mit Teerstrick und Asphalt gedichtet werden. Die Falleitung der Aborte wird auch vielfach aus Steinzeugrohren hergestellt. Jener Teil der Falleitungen, der nur der Lüftung dient, kann aus Zinkblech gefertigt werden. Zur Vermeidung des Einfrierens der Abfalleitungen ist es zweckmäßig, diese nicht in die äußeren Hausmauern zu verlegen.

Die Ausgußstellen und die Abortstellen werden mit Geruchverschlüssen versehen, die ein Eindringen von Kanalgasen in die Wohnräume verhindern; sie werden als besondere Stücke aus Gußeisen oder Blei, vielfach aber auch mit dem Ausguß oder der Abortschale in einem hergestellt. In den Abb. 586 bis 594 sind einige bei den Hausentwässerungen gebräuchliche Geruchverschlüsse dargestellt.

Die vorschriftgemäÙe dichte Ausführung der Rohrverbindungen wird in manchen Städten durch eine Druckprobe nachgewiesen und auch die Geruchverschlüsse



Abb. 586. Geruchverschlüsse aus Blei



Abb. 587. Geruchverschlüsse aus Eisen



Abb. 588. Geruchverschlüsse aus dünnwandigem GuÙeisen

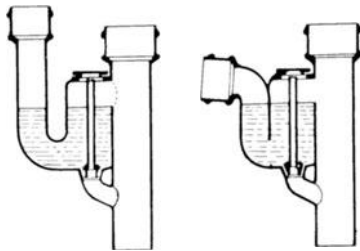


Abb. 589. Geruchverschlüsse System Wedlinger. (Halbergerhütte)

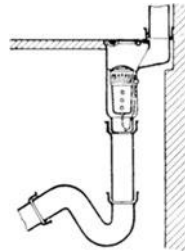


Abb. 590. Geruchverschluß für ein Regenfallrohr

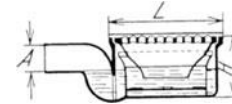


Abb. 591. Stockwerk-sinkkasten. (Halbergerhütte)



Abb. 592. Hofsinkkasten



Abb. 593. Badewanne-einlauf

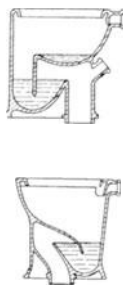


Abb. 594. Abort-schalen mit Geruchverschluß

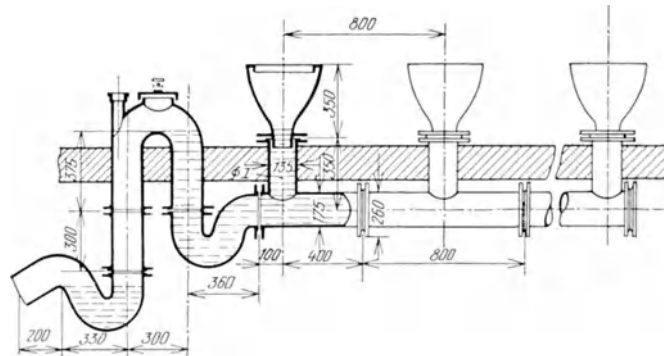


Abb. 595. Latrinenanlage mit Geruchverschluß

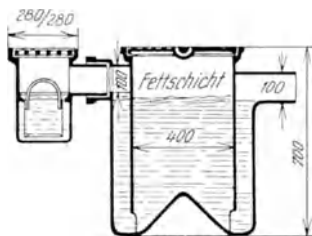


Abb. 596. Fettfang. (Halbergerhütte)

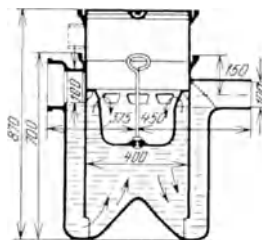


Abb. 597. Benzinabscheider. (Halbergerhütte)

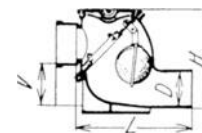


Abb. 598. Hochwasser-verschluß mit Schwimmkugel. (Halbergerhütte)

werden manchmal durch die sogenannte Rauchprobe überprüft; bei dieser wird an einer geeigneten Stelle Rauch von brennendem Teer und Schwefel in die Abfall-

leitungen eingeleitet und hierauf nachgesehen, ob im Gebäude an irgend einer Stelle Rauch oder der Geruch des Schwefeldioxydgases wahrnehmbar ist.

Wenn im Hause ein Kraftwagenschuppen oder ein Fett verbrauchendes Gewerbe untergebracht ist, so muß durch den Einbau eines Benzin- und Ölfängers dafür gesorgt werden, daß weder Benzin noch Öl in den Kanal gelangen können, weil sonst die Gefahr von Explosionen und einer übermäßigen Verunreinigung des Kanals gegeben wäre. In den Abb. 596 und 597 sind zwei Ausführungen von Benzin- und Ölfängen dargestellt; es ist zweckmäßig, beiden einen kleinen Sandfang, wie er in der Abb. 596 zu erkennen ist, vorzuschalten, weil Sand, der durch das Gitter gespült wird, sonst im Benzin- bzw. Ölfang liegen bleibt.

In Straßenzügen, in denen bei heftigem Sturzregen die Kanäle unter Druck geraten, wird eine Überflutung der Keller durch den Einbau eines Hochwasser- verschlusses, etwa nach der Abb. 598 oder 599 verhütet.

Wenn neben einem hohen Haus ein wesentlich niedrigeres steht, so muß in das Regenfallrohr des niedrigeren ein Geruch- verschluß (Abb. 590) eingebaut werden, um Geruchbelästigungen durch Kanalgase, die aus dem Regenfallrohr des niedrigen Hauses austreten, in den höher

gelegenen Wohnungen des Nachbarhauses zu vermeiden. Die Regenfallrohre erhalten mindestens einen Durchmesser von 0,1 m; nach E. Genzmer rechnet man für jeden Quadratmeter Dachfläche 0,8 bis 1,0 cm<sup>2</sup> Abfallrohrquerschnitt.

Die Hauszuleitung wird an den Straßenkanal, wenn dieser aus Steinzeugrohren besteht, in eigenen Anschlußmuffen des Stranges angeschlossen; wenn der Straßenkanal besonders tief liegt oder tief unter dem Grundwasserspiegel verläuft, so wird der Anschluß in der in der Abb. 600 angedeuteten Weise ausgeführt. Bei gemauerten oder betonierten Kanälen erfolgt der Anschluß, genügendes Gefälle der Anschlußleitung vorausgesetzt, normal in Kämpferhöhe, wobei in den Straßenkanälen eigene Einlaufstücke aus Steinzeug eingesetzt werden.

#### b) Die Entwässerung der Straße

Die auf die Fahrbahn und auf die Gehsteige fallenden Niederschläge werden durch die Straßeneinläufe (Regeneinlässe) abgeleitet, die am Rande der Fahrbahn, unmittelbar an der Bordschwelle der Gehsteige angeordnet werden. Damit die Niederschläge gegen den Rand der Fahrbahn ablaufen, erhält diese ein Quergefälle, das bei Schotterstraßen etwa 3 bis 5 v. H., bei Pflasterstraßen 1,5 bis 4 v. H. und bei Asphaltstraßen 0,75 bis 2,0 v. H. beträgt. Der Rand der Fahrbahn von Schotterstraßen wird mindestens 0,5 m breit gepflastert, um Ausspülungen durch das hier gegen die Straßeneinläufe rinnende Regenwasser zu verhüten. Die Bordschwelle der Gehsteige wird 0,10 bis 0,15 m über der Rinnsteinsohle, parallel zur Straßenkrone angelegt. Bordschwellenhöhen unter 0,10 m sollen nicht ausgeführt werden; an den Einläufen kann sie ausnahmsweise bis zu 0,20 m betragen. Das Gefälle der Rinn-

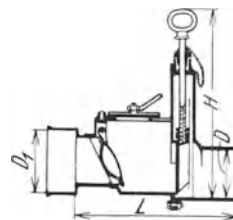


Abb. 599. Hochwasser- verschluß mit Klappe und Handzugschieber. (Halbergerhütte)

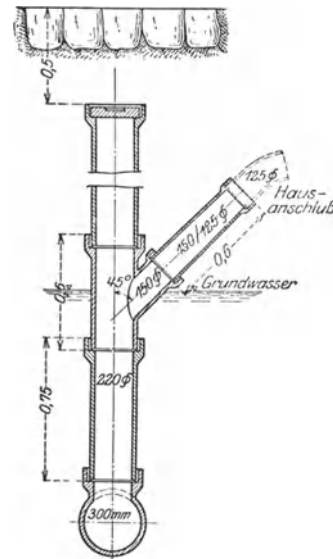


Abb. 600. Anschluß der Haus- wässerungsleitungen an einen tief- oder im Grundwasser liegenden Kanal

steinsohle weicht von jenem der Straßenkrone im allgemeinen ab; es soll mindestens 1 : 250 bei Kopfsteinpflaster und 1 : 300 bei Asphaltpflaster betragen. Die Abfluß-

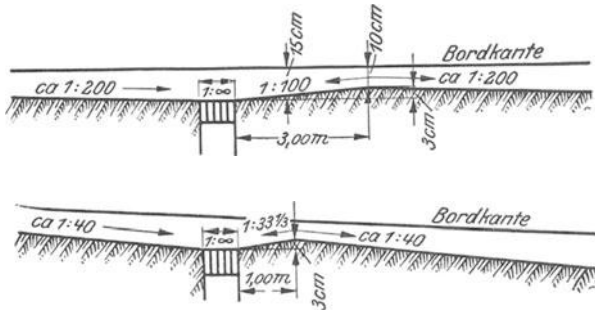


Abb. 601. Ausbildung der Rinnsteinsohle an Regeneinlässen

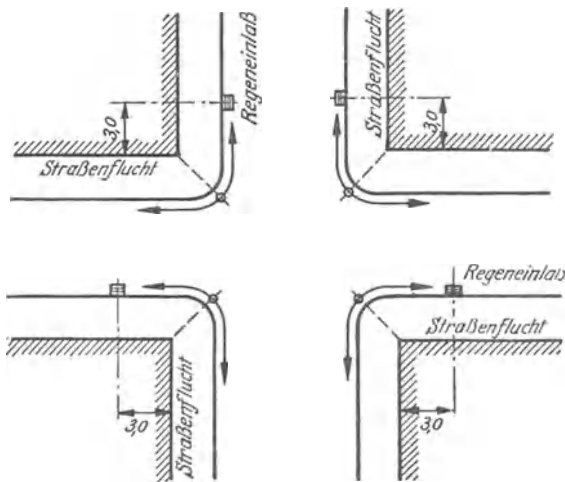


Abb. 602. Anordnung der Regeneinlässe an Straßenkreuzungen

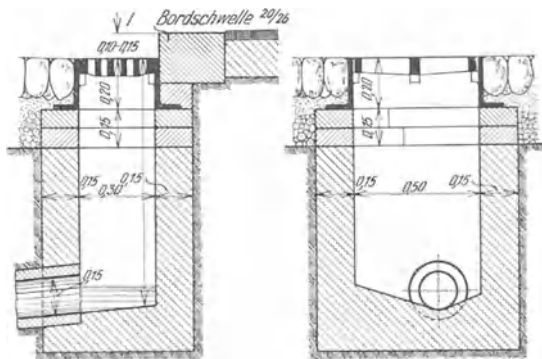


Abb. 603. Straßeneinlaß ohne Schlammfang und Geruchverschluss

geschwindigkeit im Rinnstein soll andererseits womöglich nicht über 2 m/sec ansteigen. Um zu verhindern, daß das Wasser über den Einlauf weiter läuft, ist es zweckmäßig, hinter demselben ein Gegengefälle einzuschalten, etwa so, wie es in der Abb. 601 angedeutet ist.

In Straßenzügen mit geringeren Gefällen wird die Entfernung der Straßeneinlässe voneinander so bemessen, daß auf einen Einlauf höchstens 300 bis 800 m<sup>2</sup> zu entwässernde Fläche oder höchstens ein Zufluß von 5 bis 10 l/sec entfallen; in Berlin werden bei der Bemessung der auf einen Einlauf entfallenden Fläche die Fahrbahn und der Gesteig voll, beschotterte Wege mit der halben Fläche und Gartengelände gar nicht berücksichtigt. In Straßen mit großen Gefällen werden die Einlässe enger aneinandergelegt und es werden vielfach zwei Einlaufgitter nebeneinander gelegt, um zu erreichen, daß das Wasser sicher nicht über den Einlauf hinweg rinnt. Damit an Straßenkreuzungen der Verkehr durch die Einlässe nicht behindert wird, werden diese, etwa so, wie es in der Abb. 602 zu erkennen ist, hinter die Häuserflucht der kreuzenden Straße verlegt.

Die Straßeneinlässe sind früher stets mit Schlammfängen ausgerüstet worden, die bei sorgsamer Wartung viel Schlamm und Sand von den Kanälen fernhalten. Der Schlamm beginnt aber in den Schlammfängen vielfach zu faulen, weil er stets beträchtliche Mengen fäulnisfähiger Stoffe enthält und es können Geruchsbelästigungen vorkommen; überdies verursacht

das Ausräumen der Schlammfänge bedeutende Kosten und es ist unerwünscht, daß angefaulte Stoffe in das Kanalnetz gelangen. Es ist daher zweckmäßig, Schlammfänge nur dort anzuwenden, wo das Kanalgefälle so gering ist, daß sich Schlamm im Kanal absetzt, in den übrigen Strecken aber Einlässe ohne Schlamm-

fang einzubauen. Die Straßeneinläufe sind mit oder ohne Geruchsverschluß gebaut worden; in neuerer Zeit werden die Geruchsverschlüsse meist weggelassen, weil bei zweckentsprechender Lüftungseinrichtung die Kanalluft durch die Falleitungen der Häuser über den Dächern entweicht und der Ersatz durch die Straßeneinläufe in die Kanäle eintritt, Geruchsbelästigungen an den Straßeneinläufen also ausgeschlossen sind. In den Abb. 603 bis 606 sind eine Anzahl von Straßeneinläufen verschiedener Bauart dargestellt. Aus dem Schlammfang wird der Schlamm von Zeit zu Zeit mit eigenen Geräten entfernt und abgeführt; bei manchen Straßeneinläufen hat man auch Kübel eingehängt, in denen sich der Schlamm absetzt. Der Querschnitt der Einlaufschächte ist kreisrund, quadratisch oder rechteckig; sie werden aus Beton, Steinzeug oder seltener aus Klinkerziegelmauerwerk hergestellt oder können auch aus fabriks-

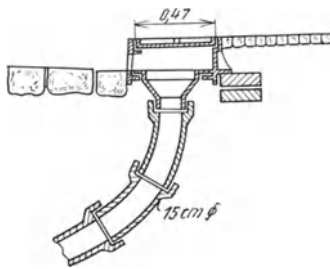


Abb. 604

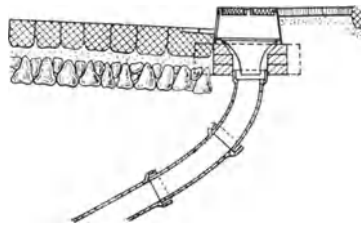


Abb. 605

Abb. 604 und 605. Straßeneinläufe mit Seiteneinlauf ohne Geruchsverschluß und ohne Schlammfang. (Nach E. Genzmer)

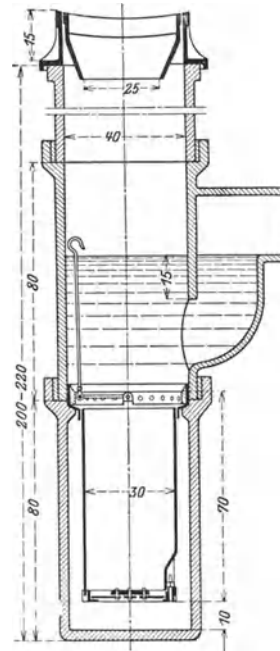


Abb. 606. Straßeneinlauf, Bauart Geiger, mit Schlammfang- und Geruchsverschluß

mäßig erzeugten Teilen an Ort und Stelle zusammengestellt werden. Die fabriksmäßig hergestellten Schächte erhalten immer Kreisquerschnitt mit einer Mindestweite von 0,40 m. An Ort und Stelle erbaute Einlaufschächte erhalten einen

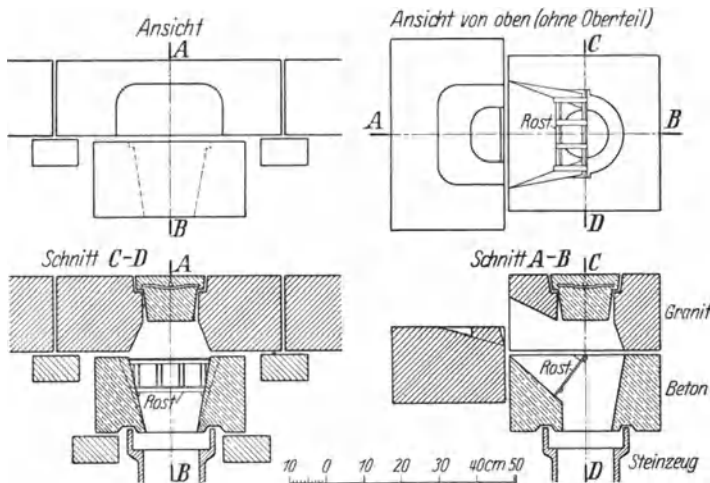


Abb. 607. Straßeneinlauf im Gehsteigrand

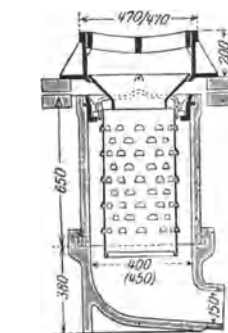


Abb. 608. Straßeneinlauf ohne Geruchsverschluß

Mindestquerschnitt von etwa 0,30 × 0,50 m. Bei Einlaufschächten mit Schlammfang muß der Ablauf in frostsichere Tiefe verlegt werden; betonierte Schächte ohne

Schlammfang erhalten mindestens eine Tiefe von 0,50 m. Die Wasserableitung erfolgt in der Regel mit Betonrohren von 0,10 bis 0,20 m Weite; wenn das Gefälle dieser Ableitung bei unmittelbarer Einleitung in den Kanal zu groß würde, werden Einfallschächte, etwa nach der Abb. 609 angewendet. Wenn die verfügbare Tiefe

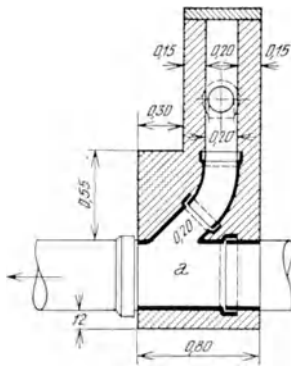


Abb. 609. Einfallschacht für den Anschluß der Straßeneinläufe an tiefliegenden Kanälen. (Stadtbauamt Graz)

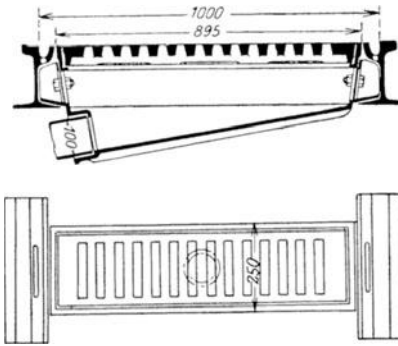
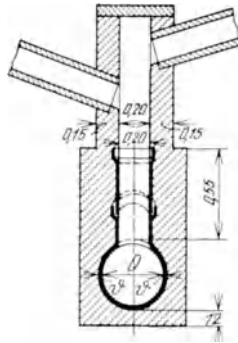


Abb. 610. Schienenentwässerung

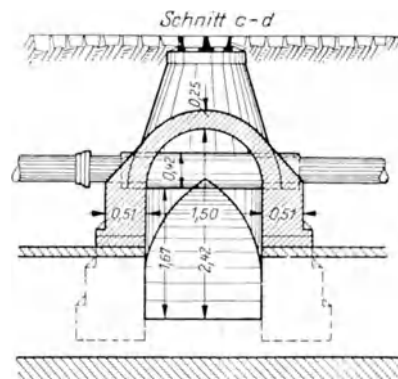
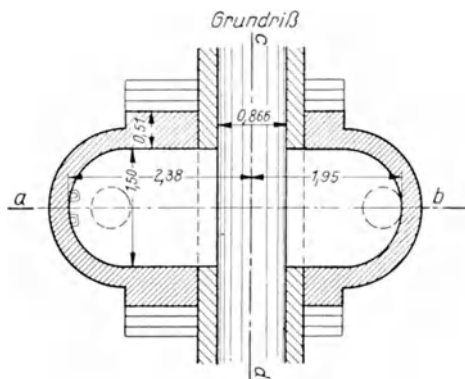
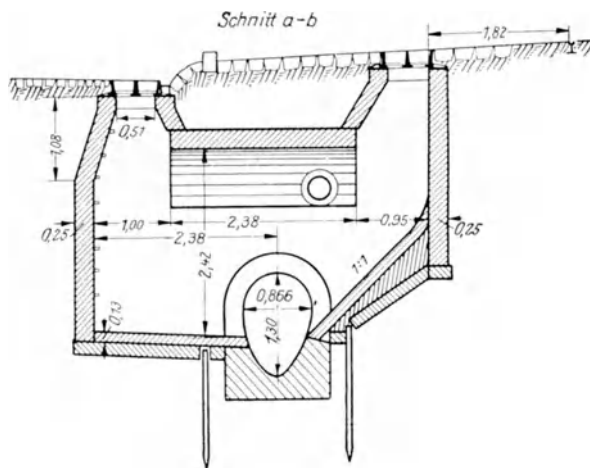


Abb. 611. Schnee-Einwurfschacht in Berlin



Schacht ist, damit dieser durch die Stöße der Verkehrslasten nicht beschädigt wird. Vielfach werden zwischen den betonierten Schacht und den Rahmen des Einlaufgitters mehrere Scharen Ziegelmauerwerk gelegt, damit das Gitter Änderungen in der Höhenlage der Straßendecke leichter angepaßt werden kann.

unter dem Einlaufgitter nicht hinreicht, kann der Straßeneinlauf auch vom Schlammfange getrennt werden.

Das Einlaufgitter besteht aus dem Gitter und dem Rahmen, in den es eingesetzt wird; der Rahmen wird bei betonierten Schächten auf diese aufgesetzt, bei fabrikmäßig hergestellten auf einen Kranz aus Ziegelmauerwerk aufgesetzt, der ohne Zusammenhang mit dem

In verkehrsreichen Straßen würden die Einlaufgitter den Verkehr behindern, weswegen dort vielfach der Einlauf in den Bordrand des Gehsteiges verlegt wird (Abb. 607).

Einer besonderen Entwässerung bedürfen die Schienen und die Weichenkästen der Straßenbahn. Auch diese wird am besten ohne Schlammfang und Geruchverschluß, etwa nach der Abb. 610 ausgeführt.

Schnee wird aus den Straßen, so weit er den Verkehr behindert, abgeführt. In Straßen, in denen größere Kanäle liegen, die ständig von einer hinreichend großen Menge von Brauchwässern durchflossen werden, kann der Neuschnee auch durch die Einsteigschächte oder durch eigene Schneeschächte (Abb. 611) in die Kanäle eingeworfen werden, wo er durch die warmen Abwässer nach einem Weg bis etwa 400 m zum Schmelzen gebracht wird. Die Rutschflächen, auf denen der Schnee durch die Schneeschächte in die Kanäle gelangt, müssen mindestens unter 1 : 1 geneigt sein.

Literatur: Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, Bd. 4. Leipzig: W. Engelmann. 1924. — Derselbe: Entwässerung der Städte. In M. Försters Taschenbuch für Bauingenieure, II. Berlin: J. Springer. 1928. — Hahn, H. und Langbein, F.: 50 Jahre Berliner Stadtentwässerung. Berlin: A. Metzner. 1928.

### c) Der Entwurf des Kanalnetzes

Für den Entwurf einer Kanalisation sind hinsichtlich der Geländehöhen sehr verlässliche Lagepläne erforderlich. Womöglich sollen Übersichtspläne im Maßstab von etwa 1 : 10000 bis 1 : 5000, ferner Katasterpläne im Maßstabe 1 : 2500 oder 1 : 2880 und schließlich Pläne im vierfachen Katastermaßstab, also im Maßstabe 1 : 625 oder 1 : 720 vorhanden sein. In die Katasterpläne werden Schichtenlinien je nach der Geländeneigung im Abstände von 0,25 bis 2,0 m und die Höhenkoten der Straßenkreuzungen eingetragen. Für alle Straßenzüge, in denen Kanäle zu erbauen sind, werden Längenschnitte gezeichnet, wobei für durchlaufende Hauptkanäle oder Sammler auch fortlaufende Längenschnitte hergestellt werden. Gleichzeitig mit der Geländeaufnahme erfolgt eine Aufnahme der Spiegellagen des Grundwassers an vorhandenen Hausbrunnen, die Aufzeichnung der Bodenverhältnisse, Aufnahme der Kellertiefen, die Beschaffung von Anhaltspunkten für die Ermittlung des Abflusses (Bevölkerungszahl, jährliche Zunahme, Trinkwasserverbrauch, Daten über Sturzregen, Beschaffenheit der zu entwässernden Flächen) und die Ermittlung der hydrologischen Verhältnisse des Vorfluters.

Im Katasterplan wird das Kanalnetz unter möglichster Ausnutzung des Geländegefälles eingetragen und es wird durch kurze Pfeile die Abflußrichtung des Wassers angedeutet. Durch dünne Linien werden die zwischen den Kanalsträngen liegenden Flächen als sogenannte Beitragsflächen (Abb. 497) auf die Kanäle aufgeteilt, so daß schließlich für jeden Kanal jene Wassermengen bestimmt werden können, die er aufzunehmen und jene, die er von anderen, die in ihn münden, weiterzuleiten hat. Diese Wassermengen werden vielfach auch in den Längenschnitten durch einen über der Vergleichsebene liegenden Linienzug dargestellt.

Bei der Entwässerung eines Ortes wird in jede Straße ein Kanal gelegt und die einzelnen Kanäle werden zu einem Kanalsystem zusammengeschlossen. Grundsatz beim Entwurf eines Kanalnetzes muß stets sein, die Abwässer unter guter Ausnutzung des Straßengefälles auf dem kürzesten Weg und in raschster Weise zur Einleitungsstelle in den Vorfluter zu führen; nur auf diese Weise kann das Abwasser unangefault abgeleitet werden. Ein länger andauerndes Zurückhalten der Abwässer in den Häusern oder im Kanalnetz ist unzulässig; besonders müssen Hausfäkalgruben mit einem Überlauf ins Kanalnetz unter allen Umständen verboten werden. Die einzelnen



Straßenkanäle werden entsprechend der Geländegestalt aneinandergeschlossen und ein geeigneter Kanalstrang läuft durch das ganze zu entwässernde Gebiet, das Wasser der Seitenkanäle aufnehmend, als Sammler durch. Der Sammelkanal mit den zu ihm gehörigen Kanalstrecken bildet das Kanalsystem. Die Kanalsysteme entwässern wieder entweder unmittelbar in den Vorfluter oder in einen Hauptsammler.

Je nach der Geländebeschaffenheit, der Wasserführung und der Lage des Vorfluters werden verschieden angelegte Kanalsysteme angewendet. Regenwasserkanäle und Mischkanäle, deren Wasser nicht gereinigt werden muß, werden am kürzesten Wege zum Vorfluter geführt. Es ergeben sich auf diese Weise längs der Ufer eine Anzahl von Kanalausmündungen (Quersystem, Abb. 612 a). Wenn es aus sanitären Gründen nicht zulässig ist, das Abwasser noch innerhalb der Ortschaft in den Vorfluter einzuleiten, so wird längs des Ufers desselben ein Hauptsammelkanal angeordnet, in den die einzelnen Kanäle münden, der also das Abwasser der Kanäle vor der Einleitung in den Vorfluter gleichsam abfängt (Abfangsystem, Abb. 612 b). Der Sammler leitet die Abwässer entweder in einiger Entfernung unter der Ortschaft in den Fluß oder zu einer allenfalls erforderlichen Reinigungsanlage. Bei ebener oder kesselartiger Geländegestalt führt man die Kanäle gegen einen Sammelpunkt von

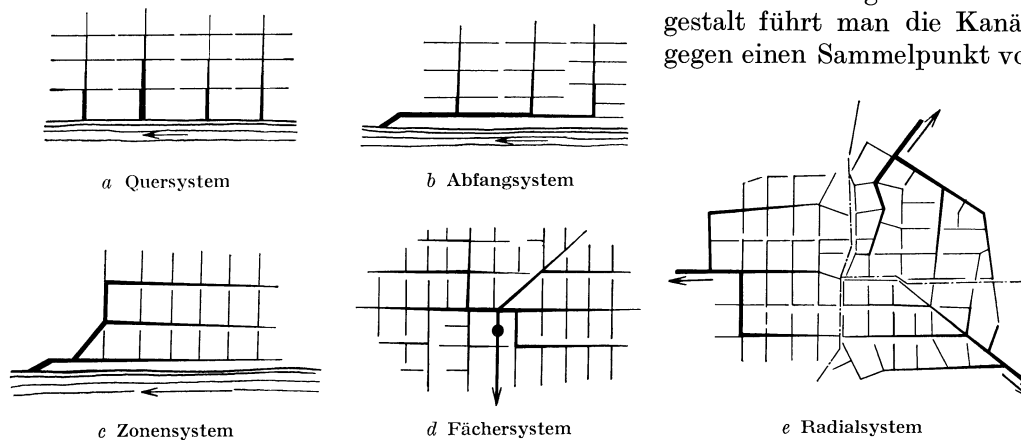


Abb. 612. Kanalsystemsysteme

dem aus entweder der Sammler die Abwässer weiterleitet (Fächersystem, Abb. 612 d) oder von wo sie abgepumpt werden. In ganz ebenem Gelände werden die Kanäle auch radial aus der Ortschaft heraus zu Pumpstationen geführt, von denen aus das Abwasser durch Druckrohre weiter geleitet wird (Radialsystem). Allenfalls können mehrere derartige Sammler dann durch Saugleitungen an eine zentrale Pumpstation angeschlossen werden. In stark abfallendem Gelände wird das zu entwässernde Gebiet in Zonen geteilt, von denen jede einen Sammler erhält und es werden jene der höherliegenden Gebiete an geeigneten Stellen an jene der tieferliegenden angeschlossen (Zonensystem, Abb. 612 c). Ebenso ist eine Einteilung in Zonen am Platze, wenn aus Teilen des zu entwässernden Gebietes das Wasser unter natürlichem Gefälle abgeleitet werden kann, während es aus anderen Teilen gepumpt werden muß. Die Auswahl des für die Entwässerung eines Ortes zu wählenden Kanalsystems hängt von der der Geländebeschaffenheit, den Grundwasserständen, der voraussichtlichen Entwicklung des Ortes und den besonderen örtlichen Verhältnissen ab.

Die Abmessungen eines Kanals können ermittelt werden, wenn der größte abzuleitende Durchfluß  $Q$ , die Querschnittsform und das Gefälle  $J$  bekannt sind. Als Querschnittsform werden der Kreisquerschnitt, der Eiquerschnitt, Haubenquerschnitte, Maulquerschnitte, ferner rechteckige Querschnitte gewählt, wie sie

etwa in der Abb. 613 zusammengestellt sind; an der Sohle größerer Kanäle werden vielfach noch Rinnen und Gehwege angeordnet. Querschnitte, deren Höhe größer ist als die Breite, werden auch überhöhte, solche, bei denen die Höhe kleiner ist als die Breite, gedrückte Querschnitte genannt. Der gebräuchlichste ist der Kreisquerschnitt, der sowohl in hydraulischer als auch in statischer Hinsicht den meisten anderen Querschnitten überlegen ist; er kann für alle Abmessungen verwendet werden. Überhöhte Querschnitte werden ausgeführt, wenn auf leichte Begehbarkeit besonderer Wert gelegt werden muß, also bei geringen Gefällen, bei denen öfter zur Reinhaltung der Kanäle mechanische Nachhilfe erforderlich ist. Sie werden in engen Straßen bevorzugt, weil sie schmälere Baugruben erfordern und weil die Hinterfüllung des verlegten Kanales leichter ist als beim Kreisquerschnitt. Als überhöhter Querschnitt wird am häufigsten der Eiquerschnitt angewendet, dem als besonderer Vorteil gegenüber dem Kreis nachgerühmt wird, daß der Trockenwetterabfluß mit größerer Fülltiefe, größerer Geschwindigkeit bzw. größerer Schleppkraft abläuft als beim Kreis. Diese Vorzüge bestehen nur bei ganz kleinen Durchflüssen und sie werden vielfach überschätzt. Um einen Vergleich zu ermöglichen, wurden für einen Kreis- und für einen Eiquerschnitt, die bei einem Gefälle von  $J = 0,003$  eben  $Q = 1 \text{ m}^3/\text{sec}$  abzuleiten vermögen, für verschiedene Durchflüsse (ausgedrückt als Bruchteile des Durchflusses bei Vollauf) die Fülltiefen, die mittleren Geschwindigkeiten und die Schleppkräfte ausgerechnet und in der Tabelle 71 einander gegenübergestellt; man erkennt leicht, daß die Vorteile, die der Eiquerschnitt bietet, keineswegs so bedeutende sind. Gedrückte Querschnitte werden benützt, wenn die Tiefenlage der Kanalsole unter der Straße bzw. irgendeinem Hindernis nur gering ist, wenn das Grundwasser tiefere Baugruben verbietet oder wenn mit Rücksicht auf die Spiegel-lage im Vorfluter nur geringe Wassertiefen im Kanal zulässig sind. Gedrückte Querschnitte verhalten sich in statischer Hinsicht ungünstig und erfordern große Wandstärken.

Tabelle 71. Fülltiefe, mittlere Geschwindigkeit und Schleppkraft bei verschiedenen Durchflüssen in einem Kreis- und in einem Eiquerschnitt gleicher Leistungsfähigkeit bei Vollauf. Gefälle  $J = 0,003$

$Q: Q_{\text{voll}}$	Kreis, Durchmesser 0,86 m				Normales Ei, 1,08 m hoch			
	Fülltiefe m	Profil- radius m	Mittlere Geschwin- digkeit m/sec	Schlepp- kraft $S = \gamma \gamma R$ kg/m <sup>2</sup>	Fülltiefe m	Profil- radius m	Mittlere Geschwin- digkeit m/sec	Schlepp- kraft $S = \gamma \gamma R$ kg/m <sup>2</sup>
0,0125	0,07	0,043	0,45	0,129	0,11	0,061	0,63	0,183
0,025	0,10	0,060	0,60	0,180	0,14	0,079	0,73	0,237
0,050	0,13	0,082	0,79	0,246	0,19	0,090	0,86	0,270
0,075	0,16	0,10	0,93	0,30	0,23	0,11	0,97	0,33
0,1	0,19	0,11	1,03	0,33	0,25	0,12	1,06	0,36
0,2	0,27	0,16	1,31	0,48	0,37	0,15	1,28	0,45
0,3	0,32	0,18	1,48	0,54	0,45	0,18	1,42	0,54
0,4	0,38	0,20	1,61	0,60	0,52	0,19	1,55	0,57
0,5	0,43	0,22	1,72	0,66	0,59	0,21	1,62	0,63

In den Abb. 613 (1 bis 19) sind eine Anzahl öfter benützter Kanalquerschnitte zusammengestellt und es ist jedem der Durchfluß  $Q$  und die mittlere Geschwindigkeit  $U$  bei verschiedenen Fülltiefen, ausgedrückt als Bruchteil jener bei Verlauf, berechnet mit der Formel von Kutter, beigezeichnet (vgl. auch S. 74). Bei der Bemessung der Kanäle wird der Kanal vollaufend angenommen, der Sicherheit halber also jener höhere Durchfluß, der sich bei nicht ganz vollaufenden Querschnitten einstellt,

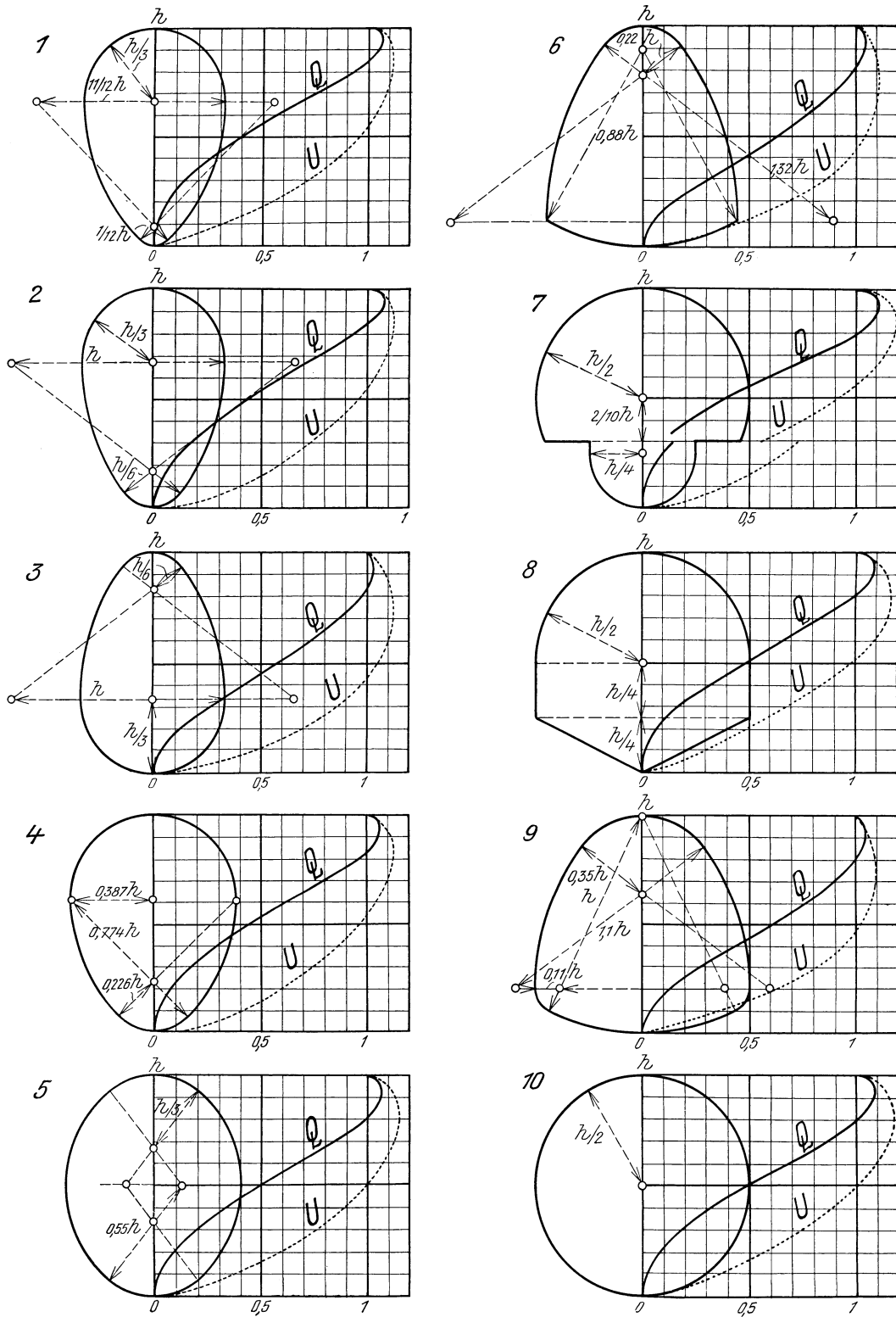


Abb. 613a. Kanalquerschnitte.  $Q$  Durchflüsse,  $U$  mittlere Geschwindigkeit bei verschiedenen Füllungen, als Bruchteile jener bei Vollauf. (Zum Teil nach K. Imhoff)

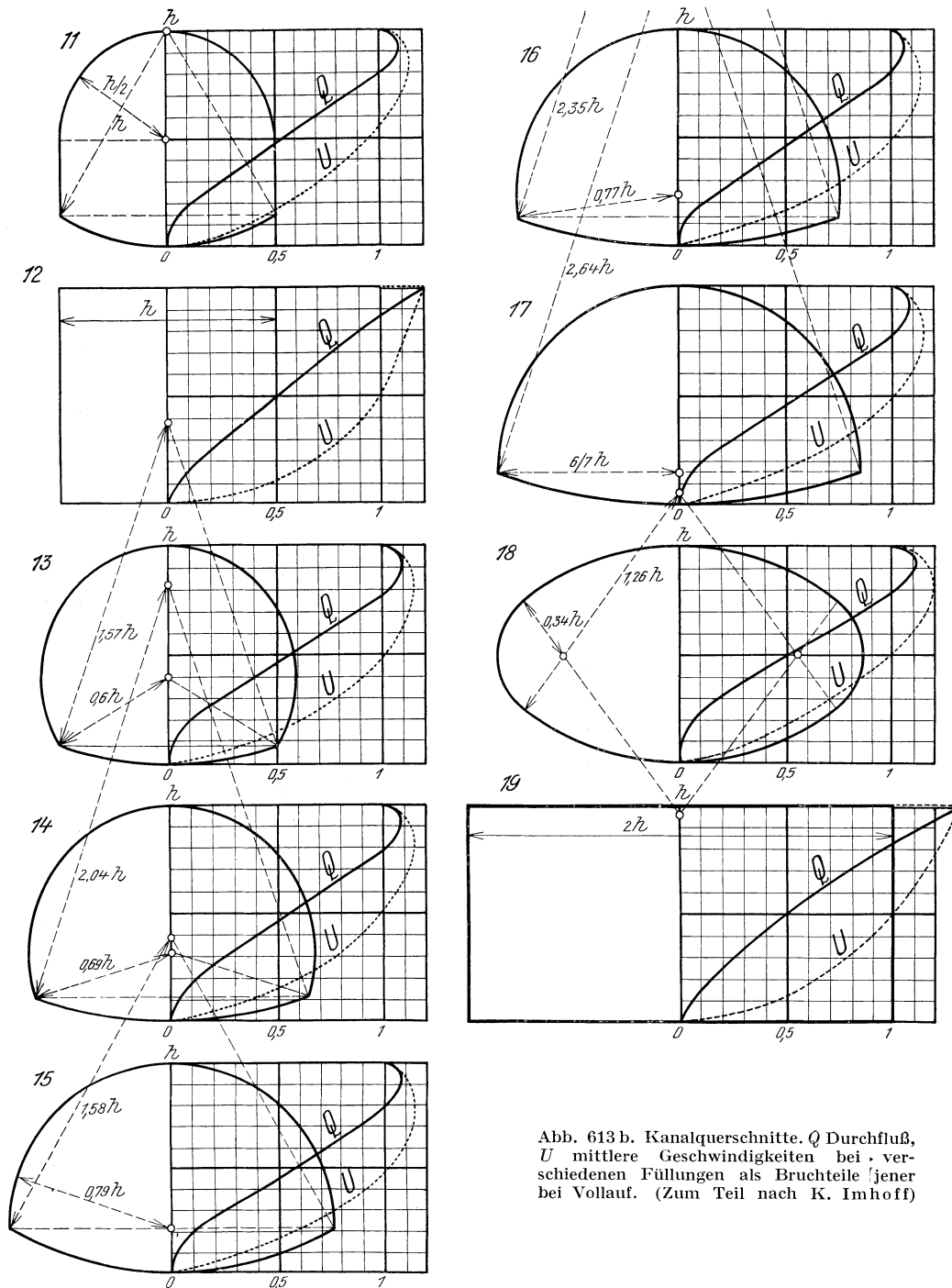


Abb. 613 b. Kanalquerschnitte.  $Q$  Durchfluß,  $U$  mittlere Geschwindigkeiten bei verschiedenen Füllungen als Bruchteile jener bei Vollauf. (Zum Teil nach K. Imhoff)

nicht berücksichtigt. Die Bemessung erfolgt allgemein nach der empirischen Formel von W. Kutter

$$Q = F \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{RJ} \quad (577)$$

in der  $F$  den Querschnitt,  $R$  den Profilradius,  $J$  das Spiegelgefälle und  $m$  einen Rauigkeitsbeiwert bedeutet, der in Kanälen in der Regel gleich 0,35 gesetzt

wird. Für vollaufende Kanäle ergeben sich dann die folgenden Formeln zur Bemessung.

Tabelle 72. Formeln für die Bemessung von Kanälen

Abb. 613	Querschnittsform	Querschnitt $R = a h^2$ $a$	Umfang $P = \beta h$ $\beta$	Profilradius $R = \gamma h$ $\gamma$	$\frac{Q}{\sqrt{h}}$
1	Ei, spitz . . . . .	0,495	2,61	0,190	$1,79 h^3 : (m + 0,19 \sqrt{h})$
2	Ei, normal . . . . .	0,516	2,64	0,193	$1,92 h^3 : (m + 0,193 \sqrt{h})$
3	Ei, normal, verkehrt . . . . .	0,516	2,64	0,193	$1,92 h^3 : (m + 0,193 \sqrt{h})$
4	Ei, breit . . . . .	0,597	2,79	0,214	$2,73 h^3 : (m + 0,214 \sqrt{h})$
5	Ellipse, hoch . . . . .	0,638	2,91	0,219	$3,06 h^3 : (m + 0,219 \sqrt{h})$
6	Haube . . . . .	0,661	3,035	0,217	$3,11 h^3 : (m + 0,217 \sqrt{h})$
7	Kreis mit Rinne . . . . .	0,721	3,297	0,216	$3,35 h^3 : (m + 0,216 \sqrt{h})$
8	Haube mit Rinne . . . . .	0,767	3,189	0,240	$4,42 h^3 : (m + 0,240 \sqrt{h})$
9	Haube . . . . .	0,773	3,236	0,240	$4,45 h^3 : (m + 0,240 \sqrt{h})$
10	Kreis . . . . .	0,783	3,141	0,250	$4,89 h^3 : (m + 0,250 \sqrt{h})$
11	Haube mit Schale . . . . .	0,850	3,350	0,233	$4,57 h^3 : (m + 0,233 \sqrt{h})$
12	Quadrat . . . . .	1,000	4,000	0,250	$6,25 h^3 : (m + 0,250 \sqrt{h})$
13	Maul . . . . .	0,985	3,597	0,274	$7,49 h^3 : (m + 0,274 \sqrt{h})$
14	„ . . . . .	1,126	3,935	0,286	$9,23 h^3 : (m + 0,286 \sqrt{h})$
15	„ . . . . .	1,210	4,130	0,293	$10,41 h^3 : (m + 0,293 \sqrt{h})$
16	„ . . . . .	1,234	4,210	0,293	$10,61 h^3 : (m + 0,293 \sqrt{h})$
17	„ . . . . .	1,300	4,430	0,293	$11,18 h^3 : (m + 0,293 \sqrt{h})$
18	Ellipse, breit . . . . .	1,340	4,360	0,307	$12,60 h^3 : (m + 0,307 \sqrt{h})$
19	Rechteck, $h = \frac{1}{2} b$ . . . . .	2,000	6,000	0,333	$22,20 h^3 : (m + 0,333 \sqrt{h})$

Kleinere Kanäle werden fast ausnahmslos mit Kreisquerschnitt ausgeführt. Aus Betriebsgründen wird stets ein Kleinstquerschnitt festgesetzt, der, um Verstopfungen zu verhüten, nicht unterschritten werden darf; bei Hauszuleitungen wird in der Regel festgesetzt, daß der Durchmesser nicht unter 0,10 m, bei Straßenkanälen nicht unter 0,20 m genommen werden darf. So wurde z. B. als kleinste Lichtweite der Straßenkanäle festgesetzt:

In Celle, Dresden . . . . .	0,15 m
„ Fulda, Hannover, Hameln, Minde, München, Neuwied, Rudolfstadt, Pfungstadt, Wien . . . . .	0,20 „
„ Berlin . . . . .	0,27 „
„ Coblenz, Fürstenwalde, Frankfurt, Augsburg . . . . .	0,225 „
„ Charlottenburg, Elmshorn, Rischdorf . . . . .	0,24 „
„ Bremen, Brandenburg, Darmstadt, Freiburg i. B., Eisenach, Ingolstadt, Ludwigsburg, Ulm, Worms, Graz . . . . .	0,25 „
„ München, Stuttgart, Nürnberg . . . . .	0,30 „
„ Leipzig . . . . .	0,35 „

Kanäle werden grundsätzlich in der Straßenmitte erbaut; nur in besonders breiten Straßen, in denen die Hauszuleitungen übermäßig lang würden, werden beiderseits der Häuserreihen zwei Kanäle angeordnet. Der Betrieb der Kanäle erfordert zeitweilige Untersuchungen der Stränge. In nicht begehb- bzw. bekriechbaren Kanälen werden alle etwa 50 m Einsteigschächte (vgl. S. 449) angeordnet, von denen aus die anschließenden Kanalstrecken durchleuchtet werden können. Richtungs- und Gefällswechsel sowie die Einleitung von Nebenkanälen werden bei

nicht begehbaren Kanälen in die Einsteigschächte verlegt; zwischen zwei Einsteigschächten muß der Kanal dann unter allen Umständen geradlinig verlaufen. Gewundene Straßen können dazu zwingen, die Einsteigschächte wesentlich näher aneinander zu legen.

Die Tiefenlage der Kanäle wird so festgelegt, daß die Keller, besonders dort untergebrachte Waschküchen, noch entwässert werden können; die Kanäle müssen etwa 1 bis 1,5 m unter den tiefstliegenden Eingüssen liegen. Auf einzelne besonders tief liegende Räume wird keine Rücksicht genommen, diese können durch Pumpen entwässert werden. Bei hohen Grundwasserständen werden vielfach Keller durch Dränung trockengelegt; die Kanäle müssen dann so tief liegen, daß auch die Dränstränge noch entwässern können. Wenn keine Kellerräume zu entwässern sind, wird der Kanal in der kleinstzulässigen Tiefe verlegt; diese hängt von der Eindringungstiefe des Frostes ab und es ist überdies eine gewisse Überdeckung erforderlich, um den Kanal vor Beschädigungen durch die Lasten und Stöße des Verkehrs zu schützen. Die Mindesttiefe wird in der Regel mit 1,0 bis 1,5 m festgelegt; sie beträgt z. B. in Berlin 1,0 m, in Celle 1,50 m, in Darmstadt 2,50 m, in Mannheim 2,50 m, in Frankfurt a. M. 2,50 m, in Paris 2,85 m, in Salzburg 3,0 m, in Augsburg 3,0 m, in Wien 3,80 m (ausnahmsweise 2,80 m), in Nürnberg 3,50 m, in Stuttgart 3,80 m. Die erforderliche Mindesttiefe kann auch berechnet werden; bedeutet  $D$  den Durchmesser

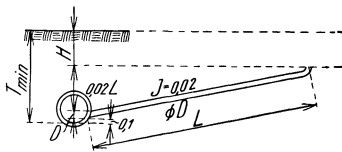


Abb. 614. Ermittlung der erforderlichen Mindesttiefe des Straßenkanals



Abb. 615. Gefälle der Kanäle; a parallel der Straße, b stärker geneigt (künstliches Gefälle), c schwächer geneigt, mit Absturzschächten

der Hauszuleitung,  $L$  die größte Entfernung des niedrigst gelegenen Eingusses vom Straßenkanal und  $H$  die Tiefenlage des Eingusses gegenüber der Straße, so muß, damit das Wasser aus dem Einguß mit dem üblichen Gefälle  $J = \frac{1}{50}$  eben noch abläuft, die Kanalsohle in der Tiefe

$$T_{\text{mm}} = H + D + 0,10 + 0,02 L \quad (578)$$

liegen; hiebei ist angenommen, daß die Einleitung 0,10 m über der Sohle des Straßenkanales erfolgt.

So weit als möglich trachtet man beim Bau der Kanäle, diese parallel zur Straßenoberfläche zu legen, weil sich auf diese Weise die geringsten Erdarbeiten ergeben. Wenn sich bei diesem natürlichen Gefälle bei Trockenwetterabfluß zu geringe Geschwindigkeiten (unter etwa 0,5 bis 0,6 m/sec) ergeben, so daß die in den Kanal gelangten festen Stoffe nicht mehr sicher mitgeschleppt würden, so kann ein sogenanntes künstliches Gefälle hergestellt werden, indem der Kanal immer tiefer unter den Boden herabgeführt wird; wenn diese Maßnahmen in den durch die Höhenlage des Vorflutkanals gezogenen Grenzen nicht hinreicht, die Geschwindigkeit des Trockenwetterabflusses über ihre untere Grenze zu heben, so wird für künstliche Spülung des Kanals vorgesorgt. Andererseits darf die Geschwindigkeit des Trockenwetterabflusses etwa 3,0 m/sec nicht überschreiten, weil sonst das Wasser den treibenden festen Stoffen zu sehr voreilen würde, so daß diese schließlich liegen bleiben und die Geschwindigkeit des Höchstdurchflusses, der nur selten auftritt, darf etwa 6 m/sec nicht überschreiten, weil der treibende Sand bei größeren Ge-

schwindigkeiten die Sohle vorzeitig durchschleifen könnte. Bei zu großen natürlichen Gefällen wird dann der Kanal in flacher verlaufende Strecken zerlegt, die durch steile Abstürze (vgl. S. 435) aneinandergeschlossen werden.

Damit in den Kanälen keine Ablagerungen entstehen, müssen sie so entworfen werden, daß kein Rückstau entstehen kann. Kanäle verschiedenen Querschnittes werden aus diesem Grunde, wie schon erwähnt worden ist, so zusammengeführt, daß mindestens die Spiegel beim Trockenwetterabfluß in gleicher Höhe liegen; besser ist es, wenn die Scheitel der Leitungen in gleicher Höhe aneinanderschließen.

Wenn längs eines durchlaufenden Kanals die Lichtweiten wegen der zunehmenden Durchflüsse vermehrt werden muß, so kann dies entweder mit durchlaufendem Scheitel oder mit durchlaufender Sohle geschehen. Im ersteren Falle (Abb. 616a) können die Querschnitte voll ausgenutzt werden, ohne daß die Scheitel unter Druck kämen, es geht aber an Gefälle für die Wasserableitung so viel verloren, als die Vermehrung der lichten Querschnittshöhen ausmacht. Die zweite Anordnung (Abb. 616b) verbraucht kein Gefälle für die Querschnittsvergrößerung, bei voller Ausnutzung kommen aber die Scheitel unter geringfügigen Druck; von dieser Anordnung wird Gebrauch gemacht, wenn nur wenig Gefälle zur Verfügung steht.

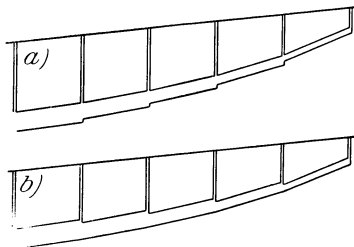


Abb. 616. Längenschnitt eines Kanals; *a* mit durchlaufendem Scheitel, *b* mit durchlaufender Sohle

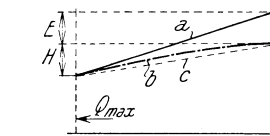


Abb. 617.

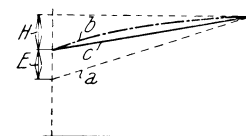


Abb. 618.

Kanalstranges bisher immer das Sohlgefälle eingesetzt worden, weil man angenommen hat, daß gleichförmige Bewegung herrscht und daß der Kanal bei der Ableitung des größten Durchflusses eben voll, also mit benetztem, aber druckfreiem Scheitel läuft. Man hat weiter angenommen, daß in dem betrachteten Kanalabschnitte der Durchfluß, für den er bemessen wird, schon vom Anfange an durchläuft, also mit einem sprungweise zunehmenden Durchflusse, mithin mit sehr ungünstigen Grundlagen gerechnet. H. Hahn weist darauf hin, daß ja in einem Kanal ein mehr oder minder großer Teil des Durchflusses, der durch den Endquerschnitt läuft, erst längs des Kanalstranges eingeleitet wird und daß man den Kanal sparsamer bemessen kann, wenn zwischen der am Anfange des Kanals eintretenden und der am Ende auslaufenden Wassermenge ein größerer Unterschied besteht. Wenn der Endquerschnitt eben vollläuft, so ist dann der Anfangsquerschnitt wegen des geringen Durchflusses auch nur teilweise gefüllt, und der Wasserspiegel hat dann auch nicht den in der Abb. 617 voll ausgezogenen Verlauf (a), der der Berechnung bisher immer zugrunde gelegt worden ist, sondern den nach der strichpunktirten Linie (b). Hahn empfiehlt nun, wenn es darauf ankommt, den Kanal sparsam zu bemessen, oder wenn das verfügbare Gefälle nur sparsam verbraucht werden darf, einen kleinen Überdruck im Scheitel des Kanals zuzulassen und die in der Abb. 617 strichliert eingetragene Spiegelneigung (c) der Berechnung zugrunde zu legen. Die Berechnung des Kanalstranges geschieht dann derart, daß man die bisher benutzten Formeln beibehält, den Durchfluß durch den Endquerschnitt aber mit einem Beiwert abmindert, der von der Wasserzuleitung längs des Kanals, also von der Form der Beitragsfläche, abhängt. Der errechnete Querschnitt ist dann eigentlich für den

Durchfluß im Endquerschnitte etwas zu klein, so, daß sich eine Drucklinie einstellt, die vom Scheitel des Endquerschnittes an ansteigt und kanalaufwärts entsprechend dem gegen den Anfang hin immer kleiner werdenden Durchflusse immer flacher wird und schließlich im Anfangsquerschnitt wieder an den Rohrscheitel anschließt. Der Scheitel steht dann beim größten Durchfluß in seiner ganzen Länge unter einem geringfügigen Druck von einigen Zentimetern Wassersäule, der belanglos ist, man erspart aber, wie ein Blick in die Abb. 617 und 618 lehrt, etwa  $E$  an Gefälle.

Wie aus den üblichen Geschwindigkeitsformeln ohne weiteres folgt, ist bei einem Durchflusse  $Q$  der Druckverlust längs des Kanals von der Länge  $L$

$$h = cLQ^2 \quad (579)$$

wobei  $c$  eine Konstante ist, deren Größe von der Wandbeschaffenheit und von der Lichtweite des Kanals abhängt, in einer gegebenen Kanalstrecke aber konstant ist. An der Stelle des Kanals, die in der Entfernung  $x$  vom Anfange liegt, beträgt der Druckverlust auf der Strecke  $dx$

$$dh = cQ_x^2 dx \quad (580)$$

und auf der Kanalstrecke von  $o$  bis  $x$

$$h = c \int_0^x Q_x^2 dx \quad (581)$$

Der Durchfluß an der Stelle  $x$  setzt sich zusammen aus jenem  $Q_0$ , der schon am Anfange des Kanals läuft und jenem  $\Omega$ , der erst längs der betrachteten Strecke zugeflossen ist; dieser letztere Teil hängt von der Größe und von der geometrischen Form der Beitragsfläche ab. Wenn die Beitragsfläche ein Rechteck ist, das sich längs des Kanals erstreckt, so läuft am laufenden Meter Kanal die Menge  $q$  zu und es fließt an der Stelle  $x$  der Durchfluß

$$Q_x = Q_0 + \Omega = Q_0 + qx \quad (582)$$

so, daß der Druckverlust  $H$  am Ende des Kanals von der Länge  $L$

$$\begin{aligned} H &= c \int_0^L Q_x^2 dx = c \int_0^L (Q_0 + qx)^2 dx = c \left[ \frac{(Q_0 + qx)^3}{3q} + \text{const} \right]_0^L = c \left[ \frac{(Q_0 + qL)^3}{3q} - \frac{Q_0^3}{3q} \right] = \\ &= c \frac{3Q_0^2 qL + 3Q_0 q^2 L^2 + q^3 L^3}{3q} = c \left[ Q_0^2 L + Q_0 qL + \frac{1}{3} q^2 L^3 \right] = \\ &= Lc \left[ Q_0^2 + Q_0 \Omega + \frac{1}{3} \Omega^2 \right] \end{aligned} \quad (583)$$

ist. Für den Fall, daß am Kanalanfange kein Wasser einläuft, daß also  $Q_0 = 0$  ist, gilt

$$H = cL \cdot \frac{1}{3} \Omega^2 = cL \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \Omega \right)^2 = cL (0,58 \Omega)^2 \quad (584)$$

d. h., daß bei gleichmäßig über die Länge  $L$  verteiltem Zulauf des Durchflusses  $\Omega$  ein Druckverlust auftritt, der ebenso groß ist, als würde der Durchfluß  $0,58 \Omega$  schon vom Kanalanfange an durchlaufen.

Für Kanäle, denen am Anfange kein Wasser zuläuft, bei denen daher  $Q_0 = 0$  ist, beträgt der Druckverlust allgemein

$$H = cL (\eta \Omega)^2 \quad (585)$$

und H. Hahn hat zur Erleichterung der Ausrechnung für verschiedene Formen der Beitragsflächen die Abminderungsbeiwerte  $\eta$  berechnet, die in der Tabelle 73 zusammengestellt sind.



Tabelle 73. Zusammenstellung von Abminderungsbeiwerten  $\eta$  für verschieden geformte Beitragsflächen (nach H. Hahn, 50 Jahre Berliner Stadtentwässerung)

Form der Beitragsfläche Abb. 619	Zufluß längs des Kanales $\mathfrak{D}$	Formel für $\eta$	$a$	$\eta$	$a$	$\eta$
a	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}$	$\eta = \sqrt{\frac{8 - 4a - a^2}{15}}$	0,0	0,73	0,6	0,59
			0,1	0,71	0,7	0,56
			0,2	0,69	0,8	0,53
			0,3	0,67	0,9	0,49
			0,4	0,65	1,0	0,45
			0,5	0,62		
b	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}(1+a)$	$\eta = \sqrt{\frac{3 + 9a + 8a^2}{15(1+a)^2}}$	0,0	0,45	0,6	0,54
			0,1	0,47	0,7	0,55
			0,2	0,49	0,8	0,56
			0,3	0,50	0,9	0,57
			0,4	0,52	1,0	0,58
			0,5	0,53		
c	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}(1+a)$	$\eta = \sqrt{\frac{8 + 9a + 3a^2}{15(1+a)^2}}$	0,0	0,73	0,6	0,61
			0,1	0,70	0,7	0,60
			0,2	0,68	0,8	0,59
			0,3	0,66	0,9	0,58
			0,4	0,64	1,0	0,58
			0,5	0,63		
d	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}(2-a)$	$\eta = \sqrt{\frac{20 - 30a + 15a^2 - 2a^3}{15(2-a)^2}}$	0,0	0,58	0,6	0,49
			0,1	0,56	0,7	0,47
			0,2	0,55	0,8	0,46
			0,3	0,53	0,9	0,45
			0,4	0,52	1,0	0,45
			0,5	0,50		
e	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}(1+a)$	$\eta = \sqrt{\frac{8 + 16a + 4a^2 - 8a^3}{15(1+a)^2}}$	0,0	0,73	0,6	0,67
			0,1	0,73	0,7	0,65
			0,2	0,72	0,8	0,63
			0,3	0,72	0,9	0,61
			0,4	0,70	1,0	0,58
			0,5	0,69		
f	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}(1-a)$	$\eta = \sqrt{\frac{20 - 30a - 5a^2 + 16a^3}{60(1-a)^2}}$	0,0	0,58	0,4	0,62
			0,1	0,59	0,5	0,62
			0,2	0,60		
			0,3	0,61		
g	$\mathfrak{D} = \frac{qL}{2}(1+a)$	$\eta = \sqrt{\frac{23 + 39a + 18a^2}{60(1+a)^2}}$	0,0	0,62	0,6	0,59
			0,1	0,61	0,7	0,58
			0,2	0,60	0,8	0,58
			0,3	0,60	0,9	0,58
			0,4	0,59	1,0	0,58
			0,5	0,59		

Für Kanäle, in die am Anfange die Wassermenge  $Q_0$  in der Sekunde und außerdem in seiner ganzen Länge  $L$  die weitere Wassermenge  $\mathfrak{D}$  zuläuft, gelten bei verschiedenen

Formen der Beitragsflächen die folgenden Formeln für das Gefälle  $J = \frac{H}{L}$ , wenn  $\varOmega = \beta Q_0$  gesetzt wird.

Beitragsfläche rechteckig:

$$J = c \left[ Q_0^2 + Q_0 \varOmega + \frac{1}{3} \varOmega^2 \right] = c \left[ \sqrt{1 + \beta + \frac{1}{3} \beta^2 Q_0} \right]^2 \quad (586)$$

Beitragsfläche dreieckig mit der Spitze am Kanalbeginn:

$$J = c \left[ Q_0^2 + \frac{2}{3} Q_0 \varOmega + \frac{1}{5} \varOmega^2 \right] = c \left[ \sqrt{1 + \frac{2}{3} \beta + \frac{1}{5} \beta^2 Q_0} \right]^2 \quad (587)$$

Beitragsfläche dreieckig, mit der Spitze am Kanalende:

$$J = c \left[ Q_0^2 + \frac{4}{3} Q_0 \varOmega + \frac{8}{15} \varOmega^2 \right] = c \left[ \sqrt{1 + \frac{4}{3} \beta + \frac{8}{15} \beta^2 Q_0} \right]^2 \quad (588)$$

Beitragsfläche trapezförmig, Zufluß auf den Meter Kanallänge am Anfange  $q_0$ , am Ende  $q_e$ :

$$J = c \left[ Q_0^2 + \frac{L}{3} Q_0 (2 q_0 + q_e) + \frac{L^2}{20} \left( \frac{8}{3} q_0^2 + 3 q_0 q_e + q_e^2 \right) \right] \quad (589)$$

Für ganz unregelmäßige Flächen kann zur Ermittlung des Abminderungsbeiwertes  $\eta$  ein zeichnerisches Verfahren angewendet werden. Man zeichnet, wie es

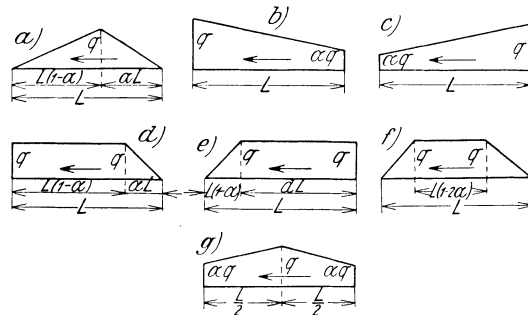


Abb. 619. Verschiedene Formen der Beitragsflächen

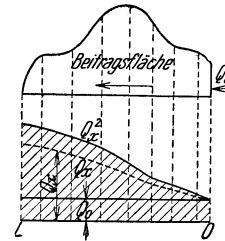


Abb. 620. Unregelmäßige Beitragsfläche. (Nach H. Hahn)

die Abb. 620 andeutet, die Beitragsfläche auf und teilt sie senkrecht zum Kanal in Streifen; dann wird für mehrere Stellen im Kanal der Durchfluß berechnet und durch die Linie der Durchflüsse  $Q_x$  zeichnerisch dargestellt und schließlich die Linie der  $Q_x^2$  aufgetragen. Die schraffierte Fläche stellt dann das gesuchte Integral

$$F = \int_0^L Q_x^2 dx \quad (590)$$

dar. Der Druckverlust im Kanal beträgt nun nach der Gleichung (581)

$$H = c \int_0^L Q_x^2 dx = cF \quad (591)$$

und nach der Gleichung (585)

$$H = cL (\eta Q_x)^2 \quad (592)$$

aus den beiden Gleichungen folgt

$$F = L (\eta Q)^2 \quad (593)$$

und der Abminderungsbeiwert  $\eta$  beträgt schließlich

$$(594) \quad \eta = \sqrt{\frac{F}{L Q \lambda^2}}$$

Literatur: Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, Bd. 4. Leipzig: W. Engelmann. 1924. — Hahn, H. und Langbein, F.: 50 Jahre Berliner Stadtentwässerung. Berlin: A. Metzner. 1928.

#### d) Die Baustoffe für Kanäle und die Bemessung der Wandstärken

Als Baustoffe kommen für die Kanäle Mauerwerk und Klinkerziegel, Beton und glasiertes Steinzeug bzw. eine Verbindung der beiden letzteren in Betracht; Beton wird erfahrungsgemäß von Alkalien und besonders von Säuren angegriffen; wo das Grundwasser oder das Abwasser solche Stoffe enthält, können Betonkanäle nicht ohne weiteres verwendet werden. Bei sauren Grundwässern kommt die Verwendung von Spezialzementen oder die Ummantelung des Kanals mit einer Schar von Klinkerziegeln in Frage, die in Asphalt verlegt wird. Gegen angreifende Abwässer werden die Betonkanäle immer durch eine Verkleidung mit Steinzeugplatten geschützt. Angreifende Abwässer stammen in der Regel von den Abflüssen gewerblicher Betriebe

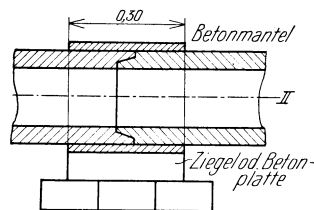


Abb. 621. Falzverbindung für Betonrohre

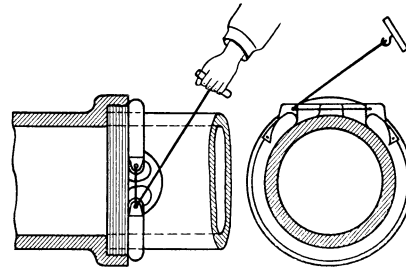


Abb. 622. Der Unasche Gürtel

her. Die häuslichen Abwässer schädigen Beton nur äußerst selten, so daß bei sandfreiem Abwasser Betonkanäle verwendbar sind. Wenn das Abwasser viel Sand führt, werden die Betonrohre an der Sohle rasch durchgeschliffen, so daß es dann zweckmäßiger ist, glasierte Steinzeugrohre oder Betonkanäle zu verwenden, deren Sohle mit Steinzeugplatten ausgelegt ist, weil Steinzeug erfahrungsgemäß gegen Abschleiß sehr widerstandsfähig ist. Wo Angriffe auf Beton zu befürchten sind, werden für kleine Kanäle, unter einer Lichtweite von etwa 0,50 m, Steinzeugrohre verwendet, weil die Auskleidung der Sohle mit Steinzeug bei kleinen Lichtweiten nicht verläßlich ausführbar ist. Kanäle, die nicht bekriechbar sind, also solche mit lichten Höhen unter etwa 0,90 m, sollen grundsätzlich nur aus fabrikmäßig hergestellten Rohren gebaut werden, weil bei der Herstellung an Ort und Stelle die Innenwandung nicht sorgfältig ausgeführt und geglättet werden kann. Solche Rohre<sup>1</sup> werden aus Steinzeug, kreisrund, mit den handelsüblichen Durchmessern 0,10, 0,125, 0,15, 0,175, 0,20, 0,25, 0,30, 0,35, 0,40, 0,45, 0,50, 0,55, 0,60, 0,70 und 0,80 m, aus Stampfbeton mit Durchmessern von 0,10, 0,12, 0,15, 0,175, 0,20, 0,225, 0,25, 0,30, 0,35, 0,40, 0,45, 0,50, 0,60, 0,70, 0,80, 0,90 und 1,00 m und mit normalem Eiquerschnitt mit den Abmessungen (Breite/Höhe) 0,20/0,30, 0,25/0,375, 0,30/0,45, 0,35/0,525, 0,40/0,60, 0,50/0,75, 0,60/0,90, 0,70/1,05, 0,80/1,20 m erzeugt. Eiförmige und elliptische Steinzeugrohre werden nur selten verwendet. Alle die

<sup>1</sup> Die handelsüblichen Steinzeugrohre sind unter DIN 1203, 1204, 1205, 1206, die Betonrohre unter DIN 1201 genormt.

angeführten Rohre haben eine Baulänge von einem Meter, doch werden auch kürzere Paßstücke erzeugt.

Die Verbindung der Betonrohre geschieht entweder mit Falzen (Abb. 621) oder besser mit Muffen, jene der Steinzeugrohre ausschließlich mit Muffen; die Falzverbindungen werden mit Betonplatten oder Ziegeln unterlegt und mit einem Betonwulst ummantelt. Die Muffenverbindungen werden, ähnlich wie bei Wasserleitungsrohren, mit Teerstrick verstrickt und dann mit Asphaltkitt vergossen. Der Kittverbrauch beträgt nach E. Genzmer

bei Rohrweiten von	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,55	0,60 m
an Asphaltkitt	1,0	1,2	1,5	2,0	3,5	5,0	7,7	9,1	10 kg

Beim Vergießen der Muffen mit heißem Kitt wird entweder, ähnlich wie bei den Wasserleitungsrohren, um die Muffe ein Tongußring hergestellt oder es wird der in der Abb. 622 dargestellte Unasche Gürtel verwendet. Um ein sicheres Haften des Asphaltkittes in den Muffen zu erreichen, wird sowohl die geriffelte Innenfläche der Muffe als auch das geriffelte Schwanzende vor dem Verlegen mit Asphaltlack bestrichen. In besonderen Fällen erfolgt die Dichtung auch durch Eindrücken von Asphaltkitt, der nur bis zur Knetbarkeit erwärmt ist.

Die ausgezeichneten Erfahrungen, die man bei der Verwendung von Steinzeugrohren gemacht hat, haben dazugeführt, daß man trotz der hohen Preise fast ausnahmslos für Kanäle, die häusliche oder gewerbliche Abwässer führen, Steinzeug verwendet. Betonkanäle werden zumeist nur in Strecken eingebaut, in denen nur Niederschlagswasser oder stark verdünnte Abwässer laufen.

Die Wandstärke der fabriksmäßig hergestellten Rohre reicht erfahrungsgemäß für alle vorkommenden Verkehrslasten und Verlegungstiefen hin; in Ausnahmefällen wird die Bettung solcher Rohre bis zur Kämpferhöhe in Beton oder die Ummantelungen mit Beton zur Verstärkung erforderlich sein. Der letztere Fall tritt bei sehr seichten Verlegungen auf, wo die Verkehrslasten, die etwa mit  $5 t/m^2$  anzunehmen sind, noch fast unvermindert wirksam sind; bei sehr großen Verlegungstiefen, wo die Erddrücke besonders groß werden, genügt die Bettung in Beton.



Abb. 623. Verlegung eines Kanals aus fabriksmäßig hergestellten Rohren mit Maulquerschnitt

Steinzeugrohre, die ziemlich empfindlich sind, werden bei Lichtweiten von 50 cm aufwärts vielfach auf jeden Fall durch eine Ummantelung mit Magerbeton (150 kg Z

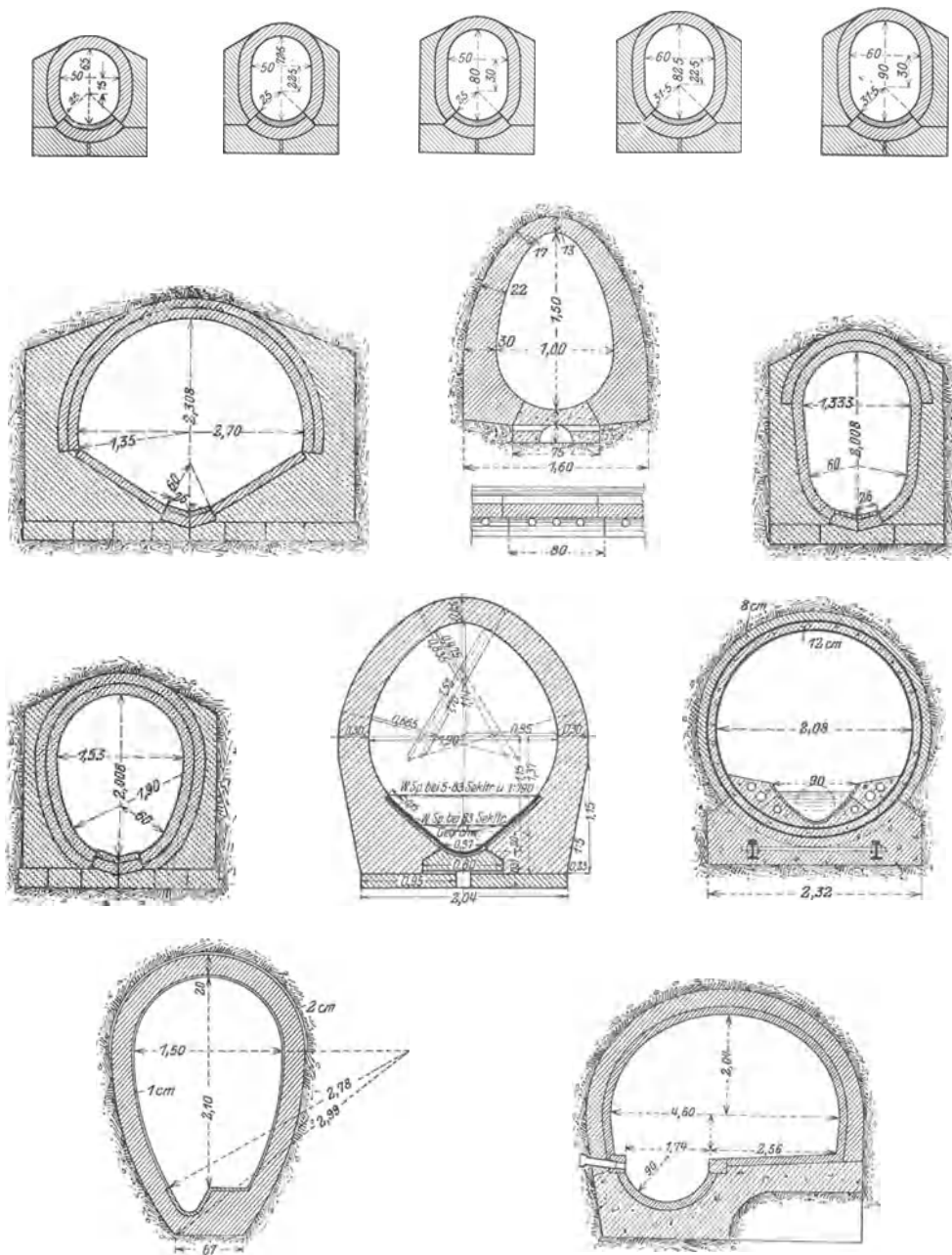


Abb. 624. Bauliche Ausbildung von Kanälen

auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton) verstärkt, die im Scheitel 0,1 m und im Kämpfer 0,15 bis 0,20 m stark ist.

Wenn die handelsüblichen, fabrikmäßig hergestellten Rohre nicht mehr hinreichen, werden manchmal Rohre verwendet, die für den besonderen Fall eigens betoniert worden sind; meist wird der Kanal aber an Ort und Stelle gemauert oder betoniert. In der Abb. 623 ist als Beispiel das Verlegen eines außerhalb der

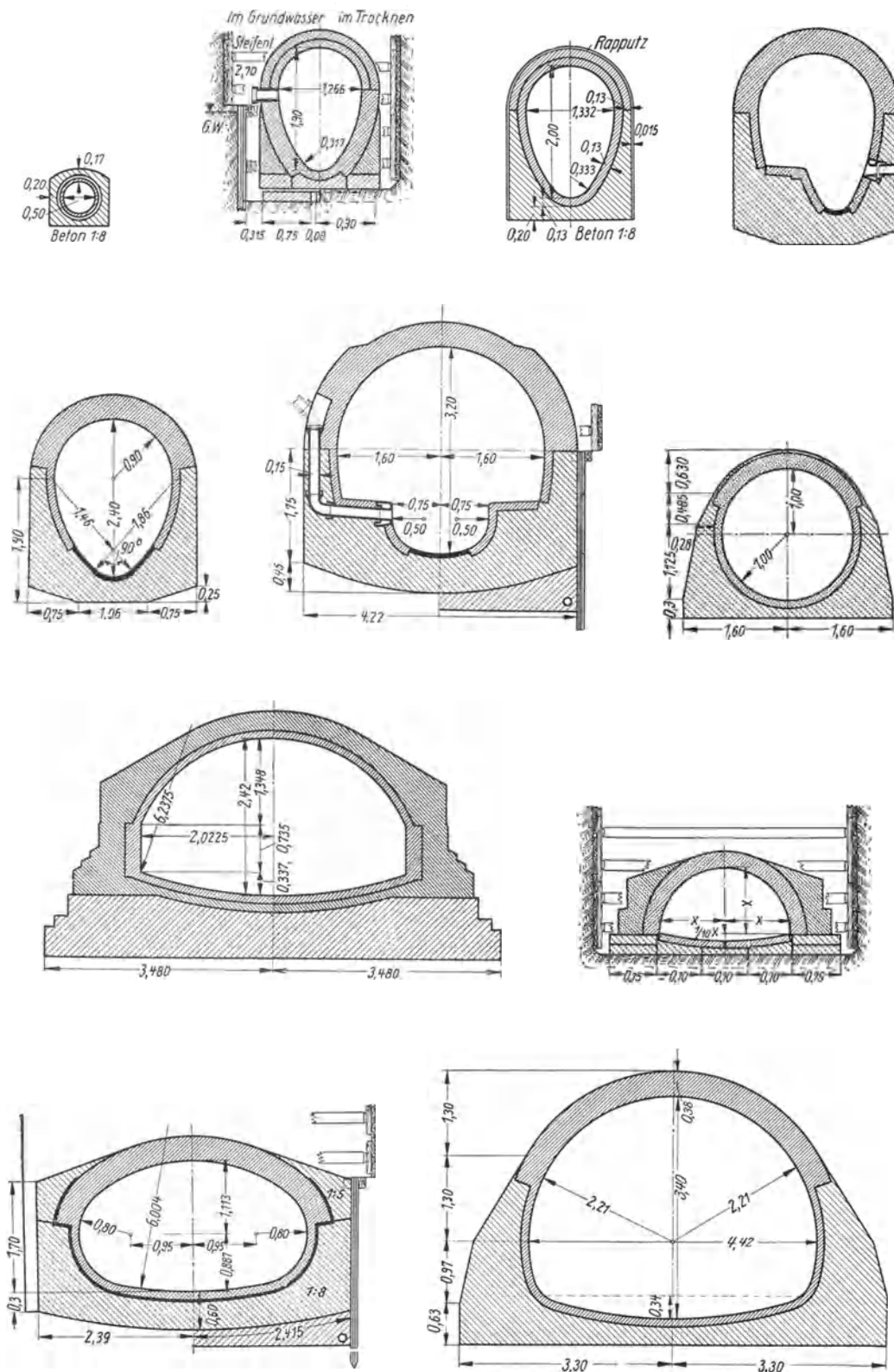


Abb. 625. Querschnitte von Kanälen in Berlin

Baugrube betonierten Haubenrohres dargestellt. Die bauliche Ausbildung von Kanälen, die in der Baugrube gemauert bzw. betoniert worden sind, zeigen anschaulich die Abb. 624 und 625. Um den Beton gegen die Angriffe des Abwassers zu schützen, werden die betonierten Kanäle mindestens so hoch hinauf, als der Trockenwetterabfluß reicht, durch Steinzeugplatten (Abb. 626), durch Steinzeugformstücke oder durch eine Rollschale von Klinkerziegeln bewehrt. Die Steinzeugplatten (Abb. 627 und 628) werden am besten in heißem Asphalt verlegt, weil Betonmörtel in den Fugen angegriffen werden kann. Wird Asphalt verwendet, so müssen zwischen den Platten breite Fugen belassen werden, die sorgfältig mit Asphalt ausgegossen bzw. ausgestrichen werden; ebenso sollen die Fugen von Klinkerziegeln in der Sohle mit Asphalt gedichtet werden.

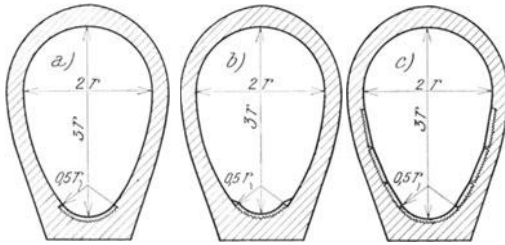


Abb. 626. Betonkanäle mit Steinzeugauskleidung



Abb. 627. Vergießen der Fugen zwischen den Steinzeugplatten mit Asphalt.  
(Ing. Kraus, Graz)



Abb. 628. Schalung für das weitere Betonieren des Kanals.  
(Ing. Kraus, Graz)

Für die Einleitung der Hausabflüsse und der Straßenabflüsse werden eigene Formstücke (Abb. 629) aus Steinzeug hergestellt, die ähnlich den gußeisernen geformt sind, die bei Trinkwasserleitungen verwendet werden. Die Ansätze zweigen von den Abzweigstücken entweder rechtwinklig oder unter einem Winkel von  $45^{\circ}$  ab; die rechtwinklige Abzweigung erfolgt scharf oder durch Vermittlung eines kurzen Bogens. Im Handel sind Abzweigrohre sowohl mit einfachem als auch doppeltem Abzweig erhältlich. Bei großen betonierten oder gemauerten Kanälen werden zur Wassereinleitung eigene Einlaßstücke aus Steinzeug (Abb. 630) verwendet, die für normale und für schräge Einleitungen hergestellt werden.

An Ort und Stelle gemauerte oder betonierte größere Kanäle werden nur selten kreisförmig ausgeführt; man wählt den Querschnitt dann wozu möglich derart, daß er durch ein der Stützlinie

angepaßtes Gewölbe und eine Sohle gebildet wird, die einerseits ein möglichst müheloses Begehen, andererseits einen geschlossenen Ablauf des Trockenwetterabflusses

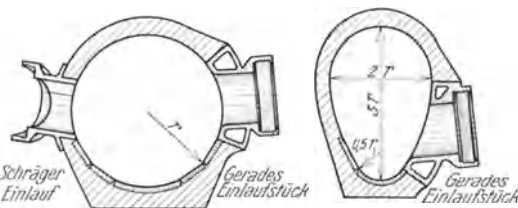


Abb. 630. Einlaßstücke aus Steinzeug für betonierte oder gemauerte Kanäle. (Nach Th. Heyd)

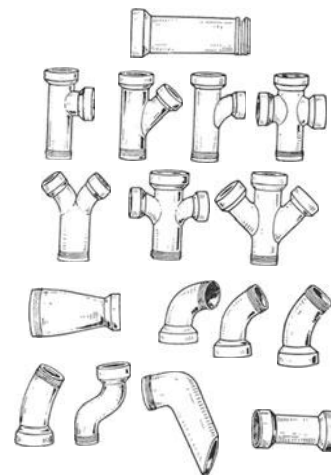


Abb. 629. Steinzeugformstücke

ermöglicht (vgl. Abb. 624). Für die Ermittlung der Stützlinie derartiger Gewölbe, die als Mittellinie des Mauerwerkes angesehen wird, hat v. Bülow ein einfaches Verfahren angegeben. Er ermittelte für Gewölbe, deren Pfeilhöhe  $f$  gleich der Stützweite  $2l$  ist, bei verschiedenen Überschüttungshöhen ( $k$ ) und Erddrücken die Koordinaten der Stützlinien, die in der Tabelle 74 zusammengestellt und überdies in der Abb. 631 zeichnerisch dargestellt sind. Der Erddruck auf eine 1 m breite, bis zur Tiefe  $h$  herabreichende Fläche wird nach der Formel

$$E = \gamma_e \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma_e \frac{h^2}{2} \varepsilon \quad (595)$$

berechnet, in der  $\gamma_e$  das Eigengewicht des Bodens,  $\varphi$  den natürlichen Böschungswinkel und  $\varepsilon$  den Erddruckbeiwert bedeutet, der

- bei eckigem Gerölle etwa  $\varepsilon = 0,10$ ,
- bei trockenem Sand etwa  $\varepsilon = 0,305$
- und bei nassem Lehm etwa  $\varepsilon = 0,50$

zu setzen ist. Eine allfällige Verkehrslast denkt man sich durch eine gleichschwere Überschüttung ersetzt.

Wenn die Pfeilhöhe kleiner ist als die Stützweite, so kann die Tabelle 74 bzw. die Abb. 631 doch für die Querschnittsbemessung verwendet werden, weil ja dadurch, daß von den in der Abb. 631 dargestellten Stützlinien unten Teile abgeschnitten werden, am Stützliniencharakter des verbleibenden oberen Teiles nichts geändert wird; die betreffende Stützlinie gilt dann einfach nur bis zu jenem Punkt herab, dessen Koordinatenverhältnis

$$\frac{y}{x} = \frac{f}{l} \quad (596)$$

ist. Dieser Punkt wird in der der gegebenen Überschüttung und dem gegebenen Erddruck entsprechenden Stützlinie der Abb. 631 gefunden, indem eine mit der Neigung  $f:l$  vom Scheitel aus gezogenen Gerade mit der Stützlinie zum Schnitte gebracht wird. Zur Auswahl der richtigen Stützlinie in der Abb. 631 ist die Kenntnis des Verhältnisses Überschüttungshöhe durch Pfeilhöhe =  $a$  erforderlich; da aber die Pfeilhöhe noch nicht bekannt ist, kann dieses  $a$  vorerst nur geschätzt werden und muß dann allenfalls noch verbessert werden.

Bezeichnet  $P$  die lotrechte Bodenlast,  $E$  den Erddruck,  $E_y$  den Erddruck auf einen Teil des Bogens,  $F$  den Gewölbequerschnitt, so beträgt der Horizontal-schub im Scheitel des Gewölbes

$$H = \frac{P a + e E}{f} \quad (597)$$

und die Normalkraft in einer beliebigen Fuge

$$N = \frac{H - E_y}{\cos a} \quad (598)$$

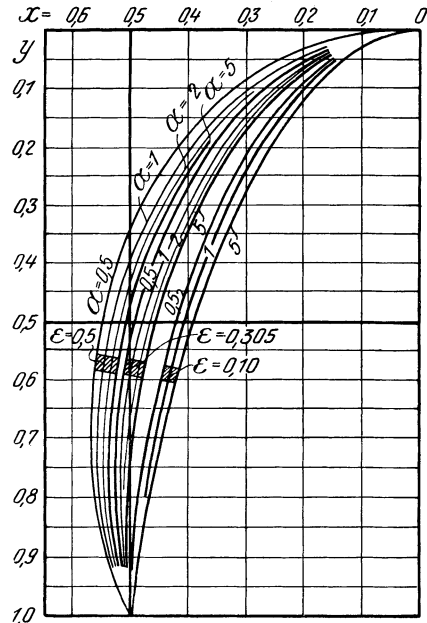


Abb. 631. Stützlinien eines Haubenkanals. (Nach v. Bülow)

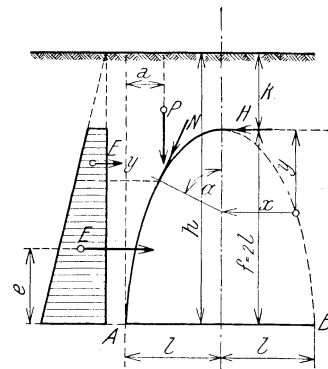


Abb. 632. Stützlinie eines Haubenquerschnittes nach v. Bülow



Tabelle 74. Koordinaten der Stützzlinie, wenn die Pfeilhöhe gleich der Stützweite ist (nach v. Bülow)

$\varepsilon = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\sigma}{2} \right)$	$y$	$x$					
		Überschüttungshöhe $k = \alpha$					
		Pfeilhöhe $f$					
		0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
0,100	0,01	0,069	0,065	0,061	0,060	0,059	0,059
	0,02	0,098	0,091	0,087	0,086	0,085	0,084
	0,05	0,153	0,141	0,138	0,135	0,134	0,133
	0,10	0,214	0,200	0,193	0,190	0,188	0,187
	0,20	0,292	0,277	0,268	0,264	0,263	0,261
	0,30	0,346	0,331	0,321	0,317	0,316	0,314
	0,40	0,387	0,372	0,363	0,360	0,358	0,357
	0,50	0,420	0,407	0,398	0,394	0,392	0,391
	0,60	0,445	0,434	0,425	0,423	0,422	0,421
	0,70	0,465	0,456	0,450	0,448	0,447	0,446
	0,80	0,481	0,475	0,470	0,468	0,467	0,467
0,90	0,492	0,489	0,487	0,486	0,485	0,484	
1,00	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	
0,305	0,01	0,090	0,083	0,080	0,077	0,076	0,076
	0,02	0,127	0,117	0,111	0,109	0,108	0,107
	0,05	0,198	0,183	0,174	0,170	0,170	0,169
	0,10	0,272	0,243	0,242	0,238	0,236	0,235
	0,20	0,364	0,343	0,330	0,325	0,322	0,321
	0,30	0,424	0,403	0,390	0,384	0,382	0,380
	0,40	0,466	0,446	0,433	0,427	0,425	0,423
	0,50	0,495	0,476	0,464	0,460	0,457	0,456
	0,60	0,514	0,498	0,487	0,482	0,480	0,479
	0,70	0,524	0,510	0,501	0,497	0,495	0,494
	0,80	0,526	0,515	0,508	0,505	0,504	0,503
0,90	0,518	0,512	0,508	0,506	0,506	0,505	
1,00	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	
0,500	0,01	0,107	0,096	0,091	0,090	0,089	0,088
	0,02	0,150	0,137	0,129	0,126	0,124	0,123
	0,05	0,231	0,213	0,201	0,198	0,196	0,195
	0,10	0,315	0,291	0,279	0,274	0,272	0,270
	0,20	0,418	0,394	0,379	0,373	0,370	0,368
	0,30	0,481	0,459	0,443	0,437	0,434	0,432
	0,40	0,523	0,502	0,488	0,482	0,478	0,476
	0,50	0,550	0,531	0,517	0,512	0,509	0,507
	0,60	0,566	0,549	0,536	0,531	0,528	0,527
	0,70	0,570	0,554	0,543	0,538	0,536	0,535
	0,80	0,562	0,550	0,541	0,537	0,535	0,534
0,90	0,540	0,532	0,527	0,524	0,523	0,523	
1,00	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	

Für die Bemessung des Gewölbequerschnittes rechnet man ungünstig, indem man die Normalkraft im Kernpunkt angreifend annimmt, und erhält für den erforderlichen Querschnitt

$$(599) \quad F = \frac{2N}{\sigma}$$

wobei  $\sigma$  die zulässige Druckspannung bedeutet. Die Grundfuge wird unter Rücksichtnahme auf die zulässige Beanspruchung des Bodens bemessen, nötigenfalls, wenn eine

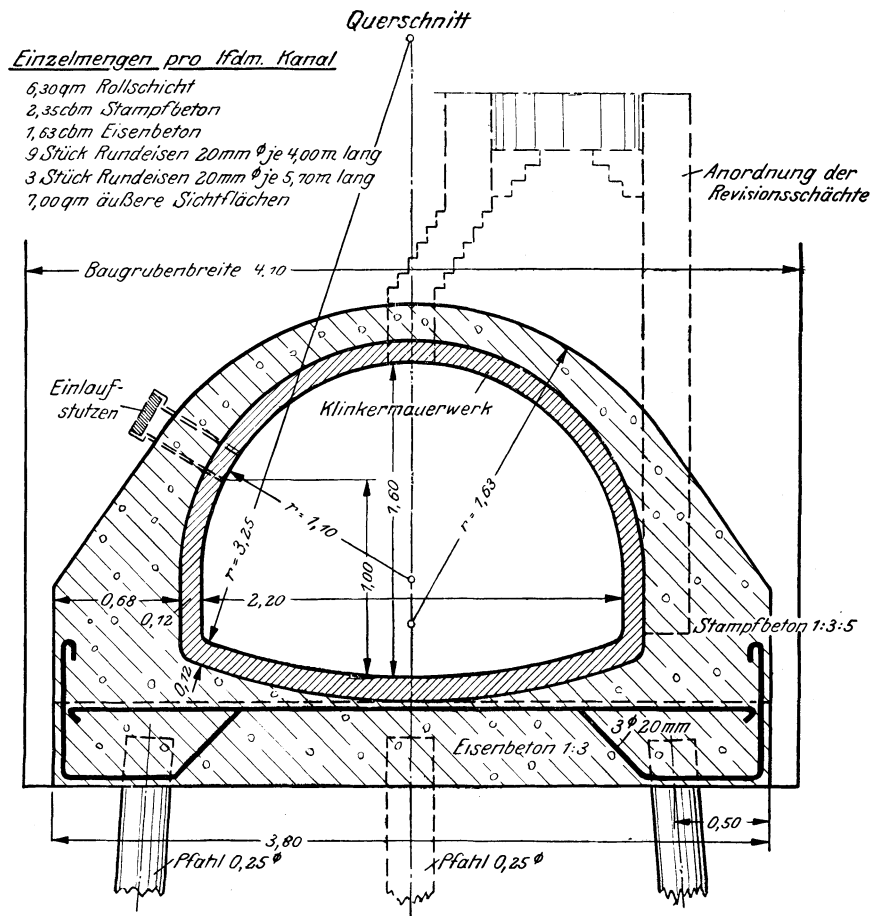


Abb. 633. Gründung eines Kanals auf Pfählen

Verbreiterung des Querschnittes nicht hinreicht, wird das Gewölbe auf Pfählen gegründet (Abb. 633).

Literatur: Bülow, v.: Analytische Untersuchung von nach der Stützlinie geformten Bauwerken mit senkrechter und wagrechter Erdbelastung. Beton und Eisen, 22, S. 291. 1923. Beton und Eisen, 23, S. 236. 1924. — Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, Bd. 4. Leipzig: W. Engelmann. 1924. — Imhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung. Berlin: R. Oldenbourg. 1928.

### e) Die Einrichtungen für den Betrieb der Kanäle

Der Betrieb der Kanäle erfordert eine Anzahl von Bauwerken und Einrichtungen, wie z. B. Einsteigschächte für die Überwachung, Instandhaltung und Reinigung, Einrichtungen zur Lüftung und dergleichen.

Die Einsteigschächte (Einsteigbrunnen) werden in nicht begehbaren Kanälen in allen Punkten eingebaut, in denen ein Richtungswechsel in lotrechtem oder wagrechtem Sinne oder in denen die Einmündung eines Nebenkanales erfolgt. Dazwischen legt man bei engeren Kanälen alle etwa 50 bis 70 m Schächte an; bei weiteren, be-kriechbaren Kanälen kann die gegenseitige Entfernung bis auf 120 m, bei begehbaren noch weiter vergrößert werden.

Die Einsteigschächte werden betoniert, seltener gemauert und sie erhalten meist kreisrunden oder rechteckigen Querschnitt. Von der Straße aus sind sie durch 0,50



Abb. 636. Einsteigschacht für Eikanäle. (Stadtbauamt Graz)

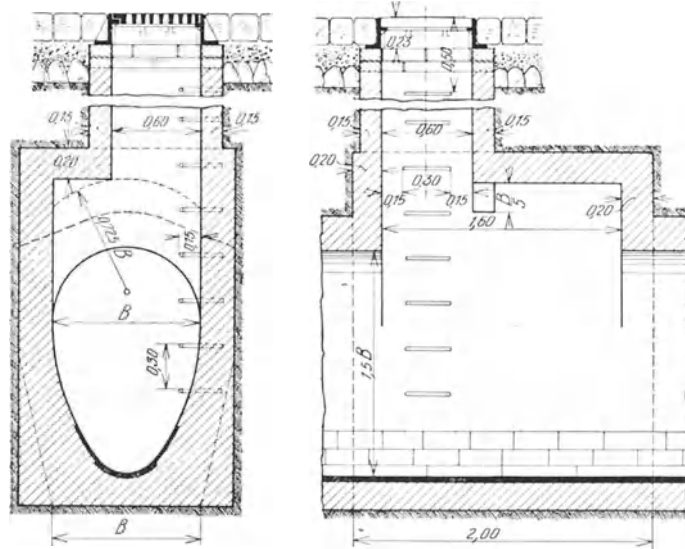


Abb. 637. Einsteigschacht für Haubenkanäle. (Stadtbauamt Graz)

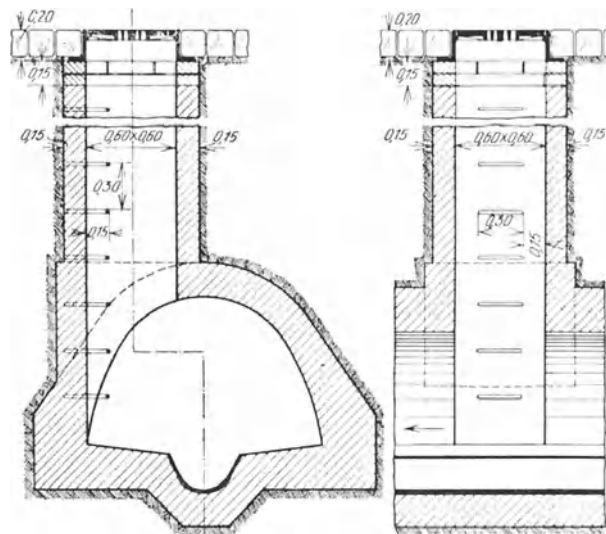
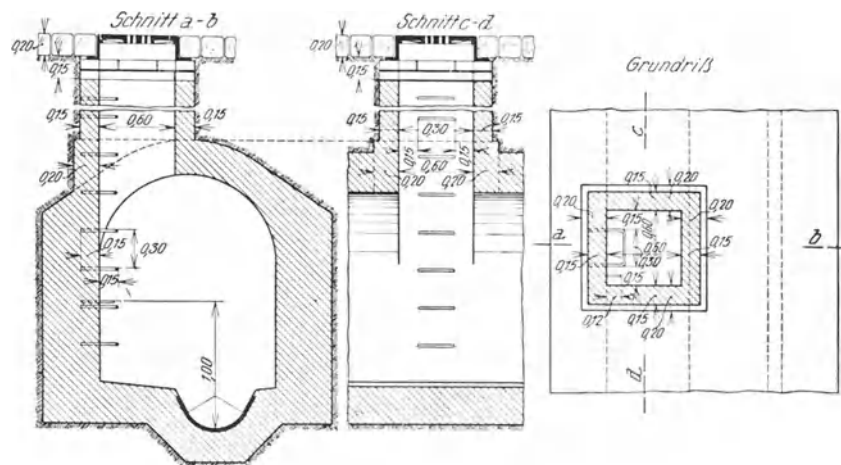


Abb. 638. Einsteigbrunnen für begehbare Kanäle. (Stadtbauamt Graz)



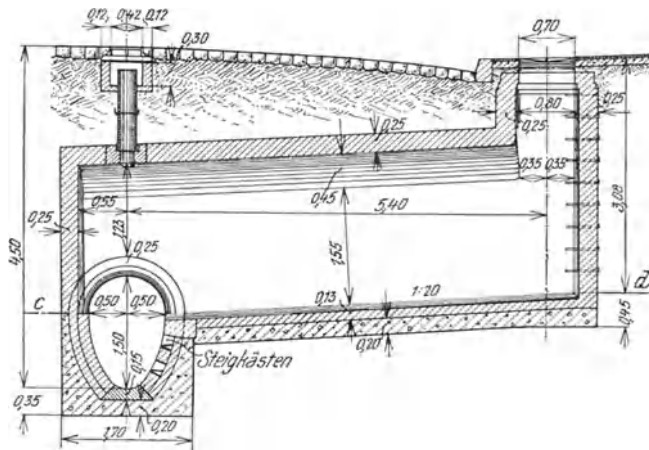


Abb. 639. Seitlicher Einstieg für Kanäle. (Nach Th. Heyd)

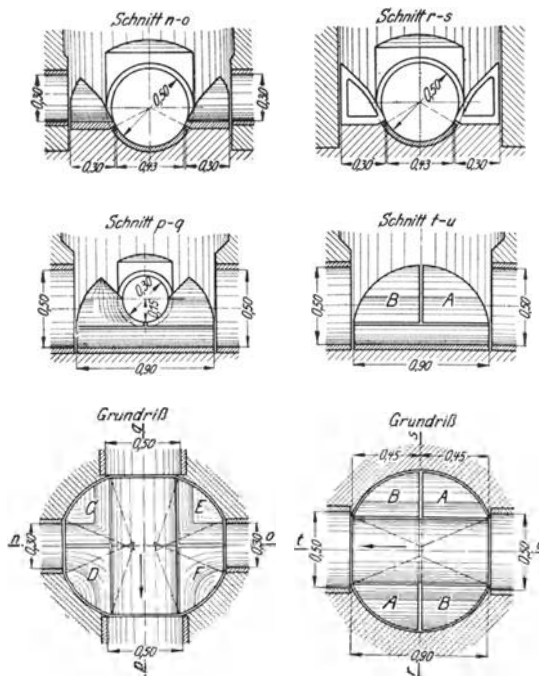


Abb. 640. Sohlschalen für Einsteigbrunnen

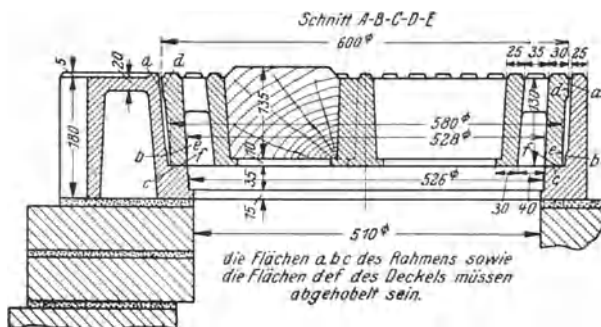


Abb. 641. Abdeckung eines Einsteigbrunnens

lampen oder elektrische Lampen verwendet; das Durchblicken bereitet in engen Einsteigschächten bei kleinen Kanälen Schwierigkeiten und man benutzt deswegen dort Spiegel zur Beobachtung, wie sie die Abb. 642 darstellt. Damit diese Arbeiten in nicht begehbaren Kanälen nicht durch die Schachtwandungen zu sehr behindert werden, hat man die Schächte auch unten etwas erweitert, etwa so, wie es in der Abb. 635 zu erkennen ist.

Wenn es darauf ankommt, einen Kanal besonders sparsam auszubauen, so kann bei Röhrenkanälen jeder zweite Einsteigbrunnen durch einen engen Lampenschacht ersetzt werden, dessen Weite gerade für das Herablassen einer Lampe hinreicht.

Einrichtungen zur Reinhaltung der Kanäle. Wo das Gefälle eines Kanales so gering ist, daß beim Trockenwetterabfluß die untere Grenze der erforderlichen mittleren Geschwindigkeit von 0,50 bis 0,60 m/sec nicht erreicht wird, lagern sich feste Stoffe, die mit dem Abwasser in den Kanal gelangen, ab. Um sie weiterzubefördern und den Kanal zu reinigen, werden regelmäßige Spülungen durchgeführt, bei denen man kurze, aber sehr kräftige Spülwellen durch die Kanäle laufen läßt, oder es werden die Ablagerungen in den Kanälen durch besondere Vorrichtungen, die durch die Leitungen bewegt werden, aufgewühlt und weiter befördert.

Zur Spülung wird in den kleineren Kanälen Wasserleitungswasser oder anderweitiges Wasser, das erlangbar ist, in den größeren Kanälen, in

denen auch bei Trockenwetter reichlich Wasser fließt, das Abwasser selbst verwendet. Um möglichst kräftige Spülwellen zu erlangen, werden in die Kanäle Spülkammern eingebaut, die nach und nach mit geringen Zuflüssen gefüllt und dann plötzlich entleert werden. Das Auslösen der Spülwelle geschieht durch Arbeiter oder selbsttätig.

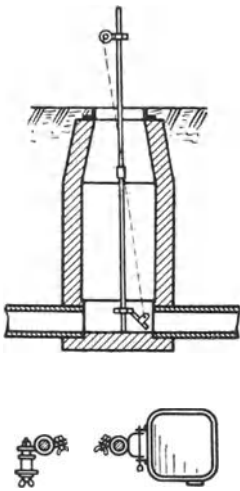


Abb. 642. Durchspiegelungsapparat

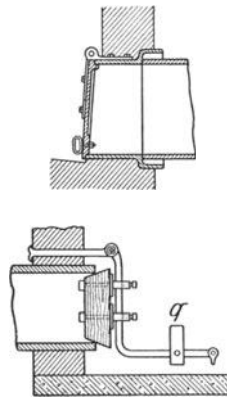


Abb. 643. Spülklappen

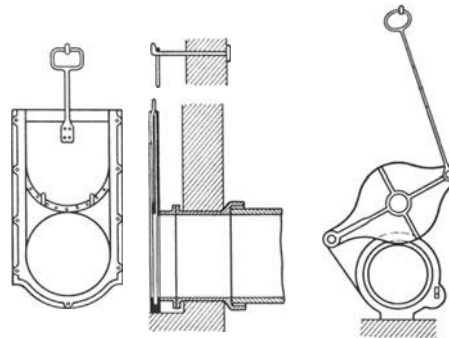


Abb. 644. Spülschieber

Solche Spülkammern erhalten bei kleineren Kanälen einen Nutzraum von 1 bis 3 m<sup>3</sup>, bei größeren bis zu 15 m<sup>3</sup>. Bei der Auslösung der Spülwelle von Hand wird die Leitung zum Kanal, der gereinigt werden soll, durch eine Klappe (Abb. 643) abgeschlossen, die dann, wenn die Spülkammer gefüllt ist, aufgerissen wird. Bei größeren Kanälen erfordert das Öffnen der Klappe zu große Kräfte und man wendet dann Kanalschieber (Abb. 644) an, die durch einfachen Zug oder mittels einer Schraubenspindel geöffnet werden, oder Spültore (Abb. 645), die durch einen Handgriff entriegelt und mittels eines Windwerkes wieder geschlossen werden.

Zur selbsttätigen Auslösung der Spülwelle eignen sich nur solche ohne verschleißbare Teile, in einfacher und verläßlicher Bauart. Als solche Einrichtung sei der Selbstspüler von Mairich erwähnt, der in der Abb. 646 dargestellt ist. Er besteht aus einem selbsttätigen Heber (vgl. S. 77), der in der Spülkammer eingebaut ist und der den zu spülenden Kanalstrang entwässert. Sobald der höchstzulässige Spiegel in der Spülkammer erreicht ist, beginnt das Wasser im Heber überzulaufen, reißt Luft aus dem Heberschacht mit, der nach und nach entlüftet wird, bis der Heber anspringt und die Spülkammer rasch entleert. Zum Anspringen ist eine gewisse Überfallmenge erforderlich, die bei solchen Spülkammern, deren Zufluß so eingestellt

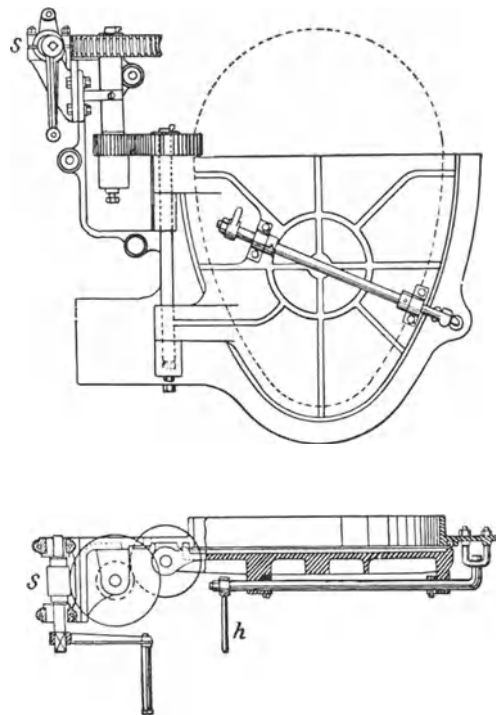


Abb. 645. Spültor in einem großen Kanal. *S* Antrieb zum Schließen des Tors, *h* Hebel zum Entriegeln

ist, daß eine Füllung in 0,5 bis 4 Tagen erfolgt, meist nicht ohneweiters vorhanden ist. Es wird daher über den Höchstspiegel in der Spülkammer ein kleiner Behälter eingebaut, der einen kleinen derartigen Heber enthält. Das Wasser zur Füllung der Kammer läuft in diesen Behälter und fließt durch den Schacht des kleinen Hebers ab. Sobald das Schachtende desselben unter Luftabschluß durch den Wasserspiegel

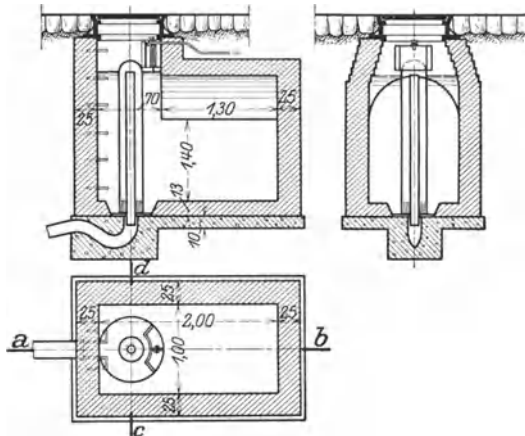


Abb. 646. Spülkammer mit dem Heber von Mairich

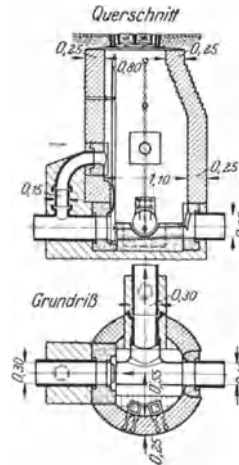


Abb. 647. Spülschacht in Berlin

in der Kammer gerät, bringt der Zufluß diesen kleinen Heber zum Anspringen und es entleert sich der obere Behälter. Dieser verstärkte Zufluß bringt nun auch den Spülheber zum Anspringen. An geeigneter Stelle wird in einer solchen Spülkammer noch, um die Instandhaltung zu ermöglichen, ein Entleerungsventil eingebaut.

Bei kleinen Kanälen können die Einsteigschächte, besonders jene an den Kopfenden, als Spülbehälter ausgestattet werden; die Einzelheiten solcher Einsteigschächte können leicht den Abb. 647 und 648 entnommen werden. In der Höhenlage des höchst-

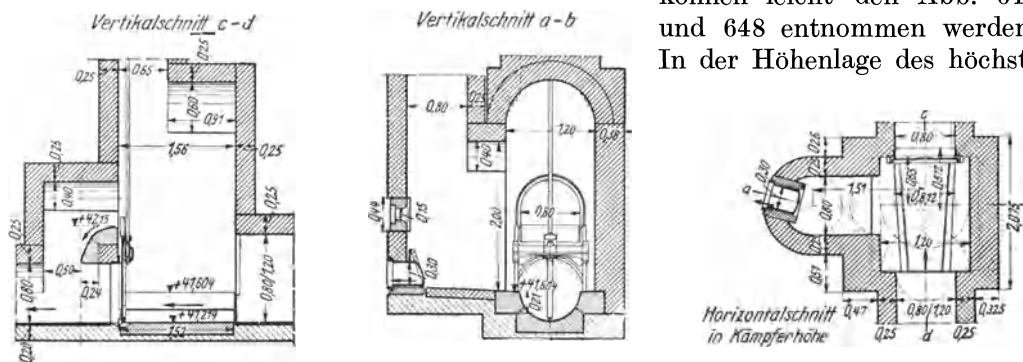


Abb. 648. Spülkammer in Berlin

zulässigen Wasserspiegels wird ein Überlauf in den zu spülenden Kanal angeordnet. Die Zuleitung von der Trinkwasserleitung muß stets über diesem höchstmöglichen Wasserspiegel liegen, damit ein Rücksaugen verunreinigten Wassers aus der Spülkammer in die Wasserleitung infolge von Zufälligkeiten im Betriebe der Wasserleitung ausgeschlossen ist. Die Führung der Wasserleitungsrohre zur Spülkammer ist in der Abb. 649 deutlich zu erkennen.

Wenn ein Einsteigbrunnen im Stränge als Spülkammer benutzt wird, so wird das

Abwasser in der oberhalb liegenden Strecke angestaut und diese gerät unter Innendruck. Wenn das mit Rücksicht auf die Höhenlage der tiefstliegenden Eingüsse in den Häusern nicht zulässig ist, so wird auch die ankommende Leitung im Einsteigschacht für die Dauer der Füllung abgesperrt.

In begehbaren Kanälen erfolgt der Aufstau des zur Spülung bestimmten Abwassers durch eiserne Türen (Abb. 645), die nach Lüftung eines Verschlusses durch den Wasserdruck aufgerissen werden. Als Spülwasser dient das Abwasser, das ja in solchen Kanälen stets reichlich läuft.

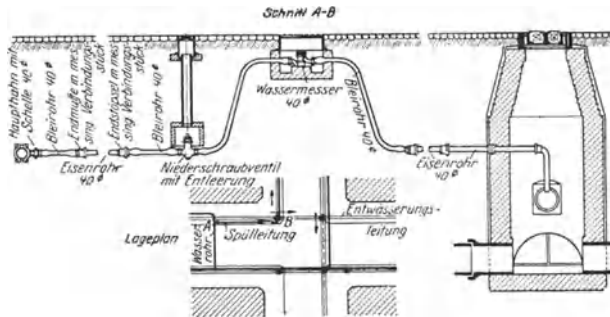


Abb. 649. Normaler Spüleinlaß in Berlin

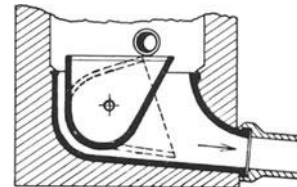


Abb. 650. Kippspüler

Auch die Hausleitungen müssen, wenn deren Gefälle gering ist, gespült werden; hierzu eignet sich der in der Abb. 650 dargestellte selbsttätige Kippspüler aus Gußeisen oder aus Steinzeug. Er besteht aus einem Kipptrog, der so aufgehängt ist, daß er aufrecht steht. Wenn die Füllung eine bestimmte Höhe erreicht hat, fällt der Schwerpunkt seitwärts des Drehpunktes, der Trog kippt, entleert sich in den Kanal und richtet sich dann wieder auf.

Der Wirkungsbereich einer Spülung ist verhältnismäßig kurz, weil sich die Spülwelle bald verflacht; er reicht in engeren Kanälen selten viel über 100 m hinaus. Die Zahl der erforderlichen Spülungen innerhalb eines Jahres ist außerordentlich verschieden. In Berlin werden flach verlaufende Kanäle durchschnittlich vier- bis sechsmal im Jahre gespült; in kleinen Kanälen, in die schwere Abwässer aus großen Gastwirtschaften gelangen, wird sie ein- bis zweimal im Monate erforderlich. Bei besonders ungünstigen Verhältnissen kann schließlich selbst eine tägliche Durchspülung notwendig werden.

Kanalspülungen können auch behelfsmäßig von Einsteigschächten aus ausgeführt werden; es werden dann die Leitungen mit Holzpfropfen abgeschlossen und der Schacht mit einem Schlauch von einem Feuerpfosten aus gefüllt oder man verwendet Spülwagen mit eisernen Tonnen von 2 bis 3 m<sup>3</sup> Fassungsraum, die ihren Inhalt durch große Leinenschläuche in den Einsteigschacht entleeren.

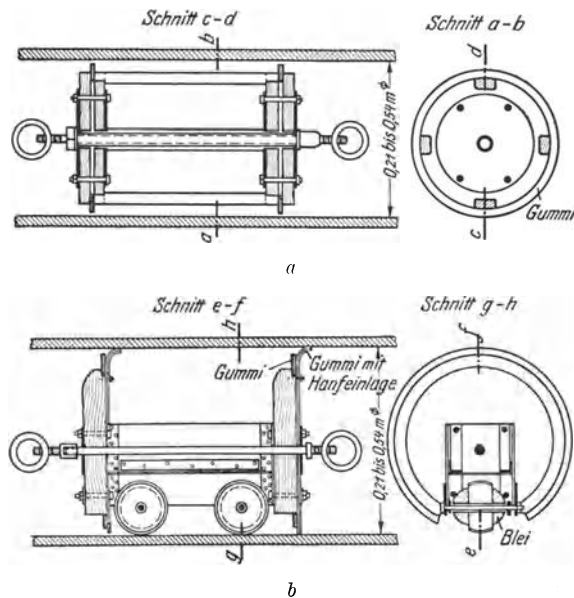


Abb. 651. Reinigungsapparat für Rohrkanäle. a Trommelapparat, b Kugelapparat



Wenn die Spülung zur Reinigung nicht hinreicht, werden eigene Geräte verwendet, die entweder durch den Kanal gezogen oder vom Spülwasser durchgetrieben werden. Solche Geräte sind in der Abb. 651 dargestellt; sie müssen dem Querschnitte des

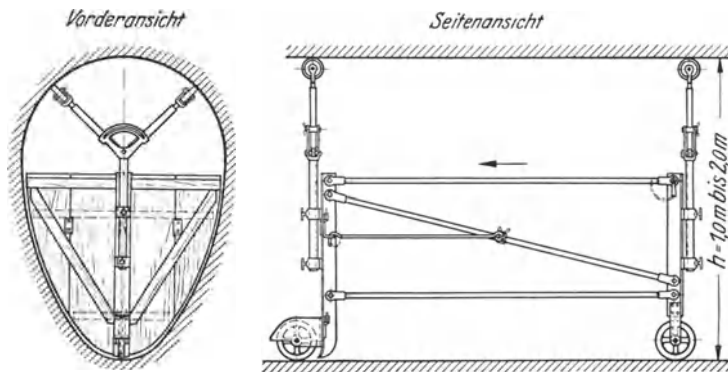


Abb. 652. Reinigungsgerät für Eikanäle

Kanals genau angepaßt werden. Um sie in den Kanal einzuführen, wird im oberen Einsteigschacht eine dünne Leine mit einem Schwimmer eingeworfen, die vom Abwasser bis zum nächsten Schacht fortgeschleppt wird; dort wird die Leine aufgenommen, an ihr durch den Kanal ein etwa

15 bis 20 mm starkes

Seil nachgezogen und an diesem schließlich das Reinigungsgerät. Dieses hängt an einem zweiten Seil, das im oberen Schacht nachgelassen wird und ein Zurückziehen im Falle eines Steckenbleibens des Gerätes ermöglicht. Gleichzeitig läßt man Spülwasser durch den Kanal fließen. Eine solche Reinigung erfolgt z. B. in Berlin jährlich einmal.



Abb. 653. Verwurzelung einer Steinzeugleitung

Begehbare Kanäle werden mit dem in der Abb. 652 dargestellten Spülwagen gereinigt, der vom Abwasser fortgetrieben wird und ein kräftiges Aufwirbeln aller Ablagerungen bewirkt.

Trotz sorgfältiger Dichtung der Rohrverbindungen in den Kanälen kommen, wenn Bäume

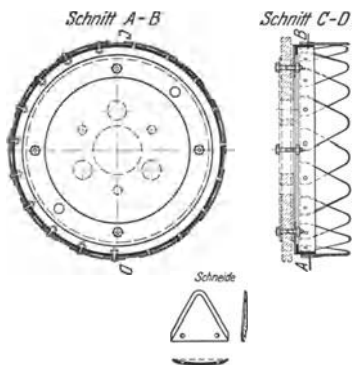


Abb. 654. Wurzelschneider in Wilmersdorf

in der Nähe stehen, Verwachsungen durch Wurzeln (Abb. 653) vor, die dann mit Wurzelschneidern (Abb. 654), die im Kanal hin und her gezogen werden, herausgeschnitten werden.

Die Luft in den Kanälen enthält neben Feuchtigkeit größere Mengen von Kohlensäure und anderen Gasen, die aus den ablaufenden Abwässern stammen, mitunter auch Leuchtgas aus undichten Leitungen. Damit nun in den Kanälen keine Ansammlungen solcher Gase auftreten, die zu Geruchsbelästigungen führen und die Mannschaft bei Überprüfungen und Instandhaltungsarbeiten gefährden können, muß für eine ausgiebige Lüftung vorgesorgt werden. Hierzu werden die Einsteigschächte, Straßeneinläufe und die

Falleitungen der Dachrinnen sowie die Hauszuleitungen verwendet. Die Luft in den Kanälen ist erfahrungsgemäß, abgesehen von den Tagesstunden warmer

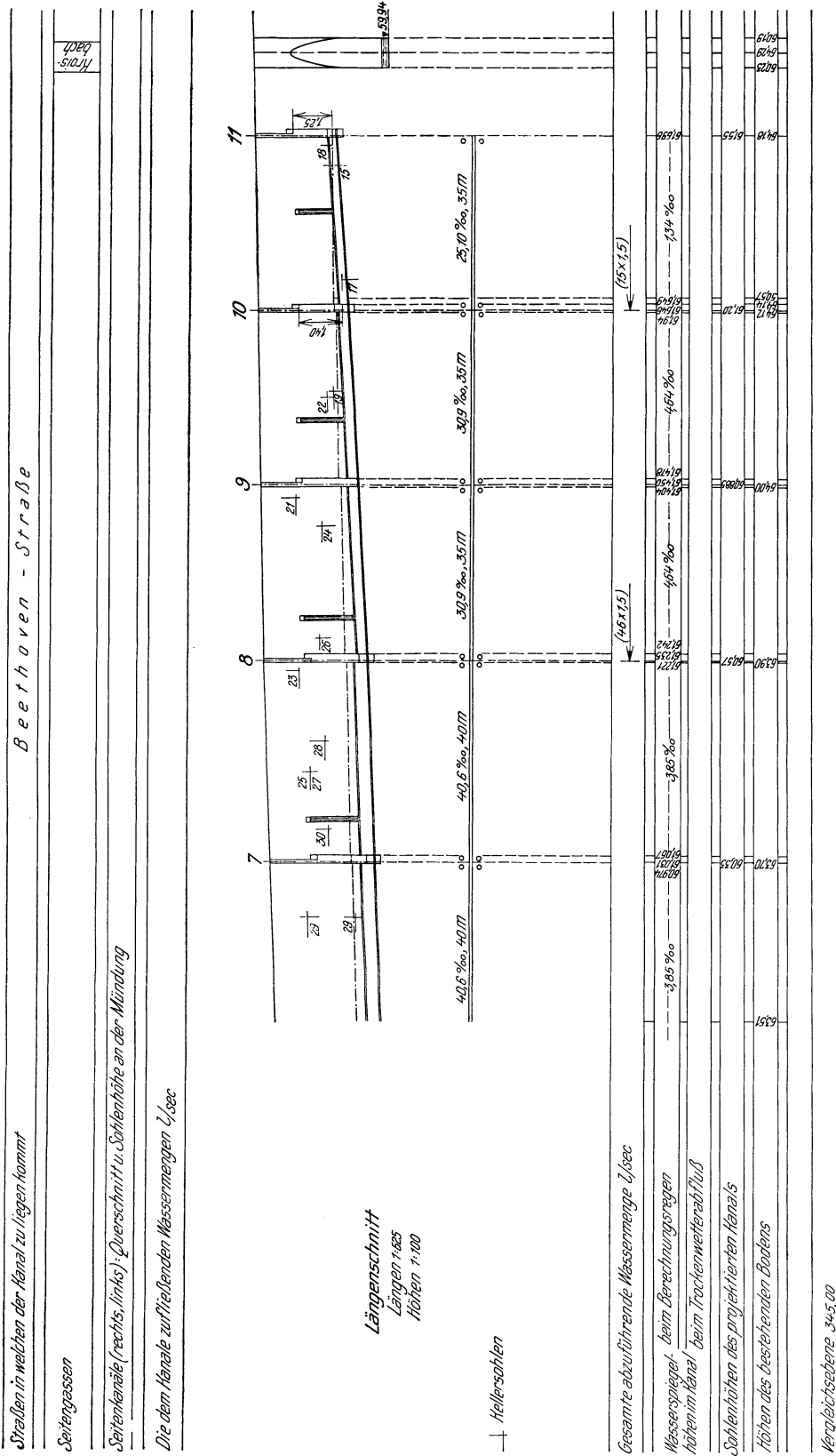


Abb. 655. Längenschnitt eines Kanals. (Stadtbaumeister Graz)

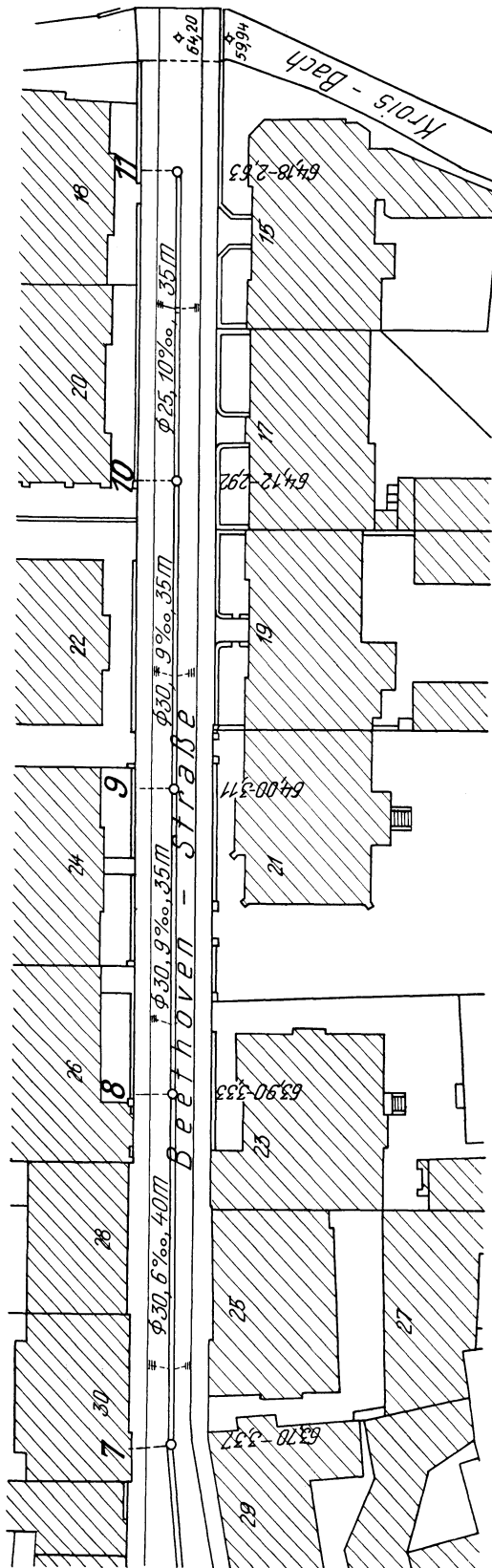


Abb. 656. Lageplan großen Maßstabes mit dem eingezeichneten Kanalstranz, den Einsteigschächten und den Straßeneinläufen. (Stadtbaumeister Graz)

Sommertage, meistens wärmer als die Außenluft und hat daher die Neigung, durch die bis zum Dach reichenden Falleitungen der Dachrinnen und die Falleitungen der Hausentwässerungen, die stets über das Dach hochgeführt werden, aufzusteigen. Diese Bewegung wird durch die Erwärmung der Fallrohre durch die Sonnenstrahlung und durch die warme Wand noch gefördert. Der Ersatz für die ausströmende Kanalluft fließt durch die Einsteigschächte und Straßeneinläufe und durch schattig gelegene Dachfalleitungen in die Kanäle ein. In diesen Leitungen werden daher keine Geruchsverschlüsse eingebaut; um das Eindringen von Kanalgasen in die Wohnräume zu verhindern, werden, wie es schon erläutert wurde, die Geruchsverschlüsse stets in die Zweigleitungen der Hausentwässerungsleitungen verlegt.

#### f) Die Darstellung des Entwurfes und der Bau

Der Entwurf für die Ortsentwässerung wird durch den Lageplan und durch Längenschnitte (Abb. 655) sowie durch Grundrisse und Schnitte der wichtigeren Bauwerke dargestellt. In einem Übersichtslageplan (Katastermaßstab) werden die Kanäle mit ihren Einsteigschächten und sonstigen Bauwerken als Linienzüge eingetragen, neben denen die Fließrichtung durch Pfeile, die Querschnittsabmessungen und allenfalls die Gefälle eingetragen werden; überdies werden in diesem Plane die Beitragsflächen ersichtlich gemacht. In einem Lageplan größeren Maßstabes (Abb. 656) (etwa dem vierfachen Katastermaßstab) werden auch die Straßeneinläufe eingezeichnet.

Für den Bau der Kanäle werden Rohrgräben, ähnlich jenen für die Verlegung von Wasserleitungsrohren, ausgehoben. Diese Gräben liegen aber bei Kanälen in der Regel bedeutend tiefer als bei Wasserleitungen und

ihre Anlage erfordert besonders dann große Vorsicht, wenn sie nahe den Häusern tief unter die Grundkörper derselben herabreichen. Für die Gräben werden schon mit Rücksicht auf die bis nahe an den Graben verkehrenden Fahrzeuge kräftige Zimmerungen erforderlich, die so weit herab als möglich als wagrechte Zimmerung, etwa so, wie es die Abb. 657 bis 663 andeuten, ausgeführt werden. Wenn der Boden nicht einmal in der Höhe einer Bohlenbreite frei steht, so wird zur lotrechten Zimmerung übergegangen. Sobald der Grundwasserspiegel erreicht ist, wird für den weiteren Aushub beiderseits der Grabenwandung eine Spundwand geschlagen (Abb. 664), für die bei größeren Kanälen mit besonderem Vorteil Larssenbohlen



Abb. 657. Trockenlegung einer Baugrube mit wagrechter Zimmerung durch Dränung

genommen werden. Für die Steifhölzer wird Rundholz genommen, bei großen Anlagen verwendet man vielfach auch durch Schrauben verstellbare Stempel aus Eisen oder Eisen und Holz. Durch Verwendung von gerammten I-Trägern, zwischen deren Flanschen wagrechte Bretter eingelegt und verkeilt sind (Abb. 665), kann eine freie Baugrube hergestellt werden. Die Faserrichtung der Keilhölzer wird hiebei, so wie es in der Abb. 665 angedeutet ist, senkrecht zu den Bohlen gelegt, damit die Bohlen durch Schwinden des Holzes nicht locker werden. Baugruben in feinem Sand erfordern weitere Maßnahmen, um ein Ausspülen von Sand durch herablaufendes Regenwasser zu verhüten. Das kann dadurch erreicht werden, daß man, wie es in der Abb. 660 angedeutet ist, von unten nach oben fortschreitend, die Bohlen gegen den vorderen Flansch gerammter Träger vorversetzt und den Raum

dahinter mit Magerbeton ausbetoniert oder indem man, so wie es bei der Kanalisation von Graz geschehen ist, den Sandboden hinter den Bohlen durch Zementeinpressungen bindet.

Wenn die Kanäle in großer Tiefe zu liegen kommen, wie z. B. bei der Kreuzung von Geländerrücken oder wenn die Verkehrsbehinderung durch eine offene Baugrube unzulässig ist, erfolgt die Herstellung in einem Stollen, eine Bauweise, die durch die Abb. 666 bis 668 hinreichend erläutert wird.

Besondere Vorsicht ist beim Bau von Kanälen in engen Gassen und auch, wie schon erwähnt worden ist, dann am Platze, wenn der Kanal in der Nähe von Gebäuden tiefer als deren Grundkörper zu liegen kommt; im ersteren Falle müssen die Häuser

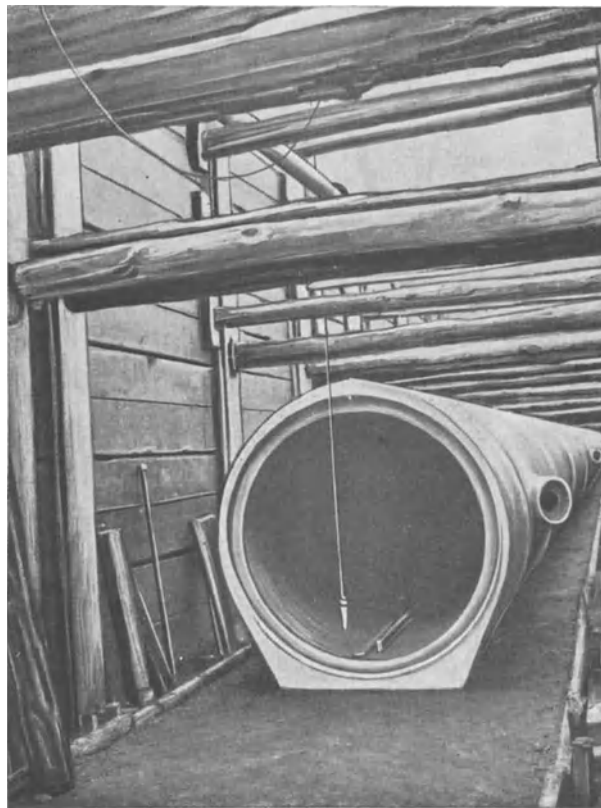


Abb. 658. Wagrechte Zimmerung in der Baugrube für einen Kanal mit Kreisquerschnitt

gegeneinander abgestreift werden, etwa so, wie es die Abb. 669 andeutet. Wenn der Kanal ganz nahe dem Grundkörper in größerer Tiefenlage verläuft, so wird es durch die Bauwerkslasten beansprucht und muß dementsprechend ausgebildet werden. Ein Beispiel einer solchen Ausführung stellt die Abb. 670 dar.

Im Grundwasser werden vom Vorfluter aufwärts unter die Kanalsohle Dränrohre eingelegt, die eine Senkung des Grundwasserspiegels herbeiführen. Die Dränrohre werden in einer Rinne verlegt, die mit Kies wieder ausgefüllt wird. Dränrohre sind im Handel mit Durchmessern bis 16 cm und Längen von 30 bis 33 cm zu haben; genügen diese nicht, so kommen größere glasierte Steinzeugrohre minderer Güte oder mehrere Dränrohrstränge neben einander zur Verlegung; bei den Tonrohren dürfen die Stöße natürlich nicht gedichtet werden. Denselben Zweck erfüllen auch hohle Sohlstücke aus Steinzeug oder Beton.

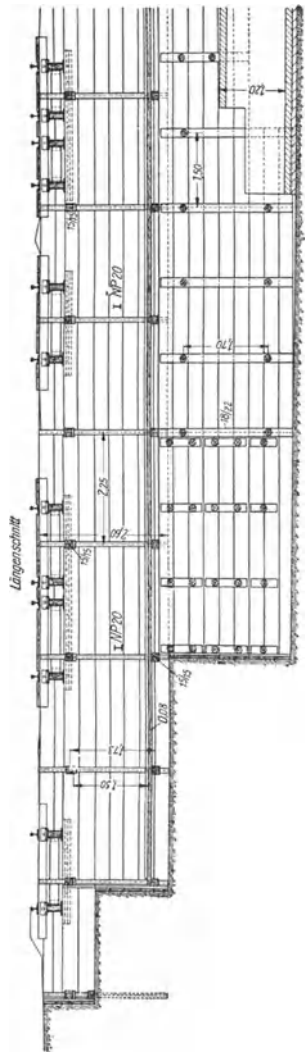
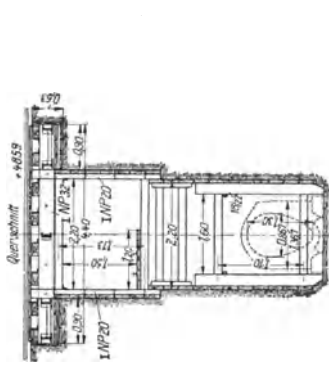


Abb. 659. Kreuzung einer Bahn mit offener Baugrube für den Bau eines Kanals

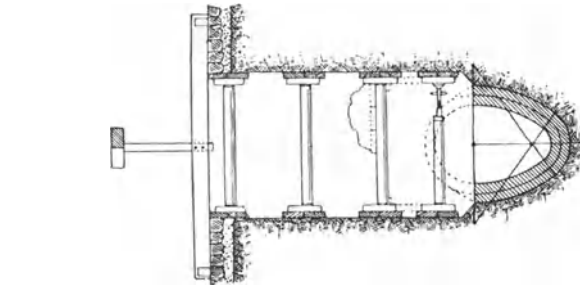


Abb. 663

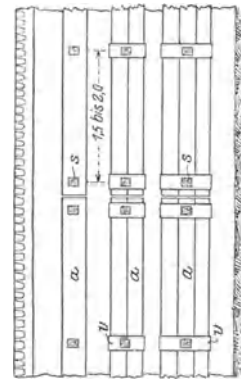


Abb. 662

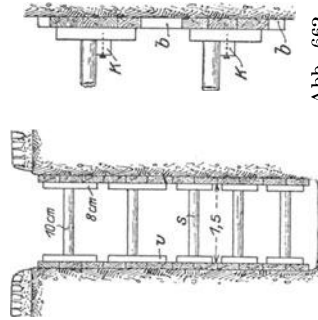
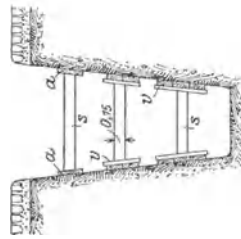


Abb. 661 bis 663. Wagrechte Pölzungen

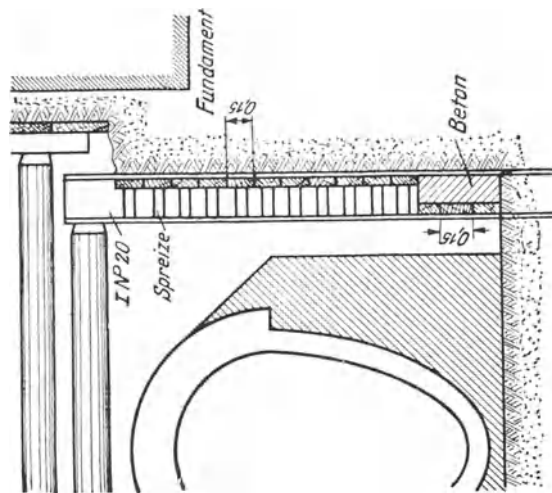


Abb. 660. Sicherung der Baugrubenwände mit Beton in der Nähe der Hausfundamente. Die Betonierung erfolgt von unten nach oben um je eine Bohlenbreite fortschreitend

Bei größerer Grundwassertiefe wird bis zum Wasser wagrechte Zimmerung angewendet, dann beiderseits eine Spundwand geschlagen und diese allenfalls gegen die Zimmerung abgedichtet. Die Wasserhaltung erfolgt dann durch Pumpen aus der Baugrube.

Bei sehr großen Grundwassertiefen erfolgt am besten die Absenkung des Grundwassers durch Rohrbrunnenreihen (Abb. 676) oder wenn dies aus irgend einem Grunde

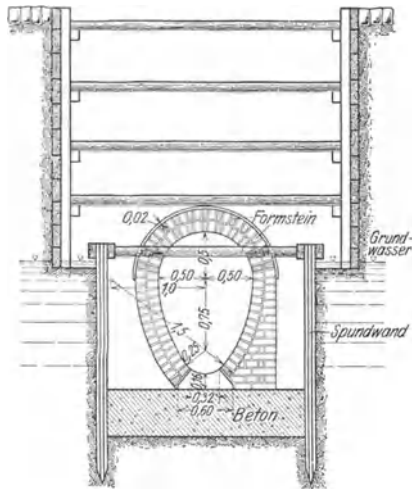


Abb. 664. Baugruben-Aussteifung, oben mit wagrechter Zimmerung, unten mit Spundwand

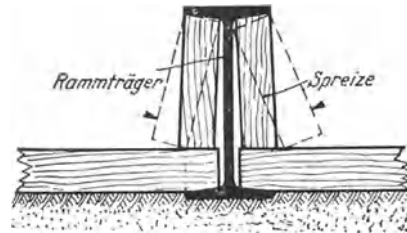


Abb. 665. Verteilung der Bohlen einer Baugrubenpöhlung zwischen den Flanschen gerammter I-Träger

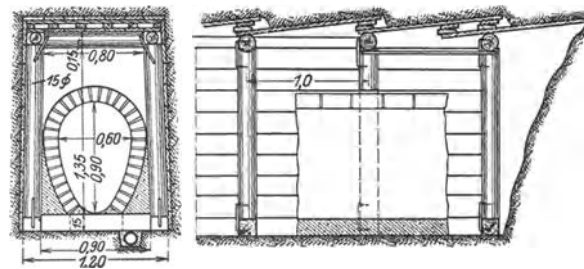


Abb. 666. Stollenvortrieb für den Bau eines Kanals



Abb. 667. Stollenvortrieb unter der Untergrundbahn in Berlin für einen Kanal

nicht möglich wäre (z. B. Trieb-sand), werden Spundwände gerammt, hierauf die Grube ausgebagert und unter Wasser eine 40 bis 100 cm starke Betonplatte geschüttet und nach deren Erhärten das Wasser gepumpt.

In festem Boden wird die Sohle der Baugrube sorgfältig nach dem Außenmaß des herzustellenden Kanales ausgehoben (Abb. 672), um Schalung, überflüssigen Aushub und Betonierung zu ersparen. Wenn der Boden nicht ohne Zimmerung steht, so wird der Kanal gemauert oder zwischen Schalungen betoniert

und schließlich der freie Raum zwischen dem Kanalmaß und der Baugrubenwand am besten mit Magerbeton ausgestampft.

Die Sohle von Baugruben, in denen der Kanal aus fabrikmäßig hergestellten Teilen zusammengesetzt wird, muß sorgfältig eingeebnet werden. Die verlegten Teile werden nach der Abdichtung fest verstampft, vielfach auch eingeschlämmt. Wenn der Kanal aus Muffenrohren zusammengebaut wird, können zwei und zwei Rohre immer stehend abgedichtet und dann erst umgelegt und an den schon verlegten

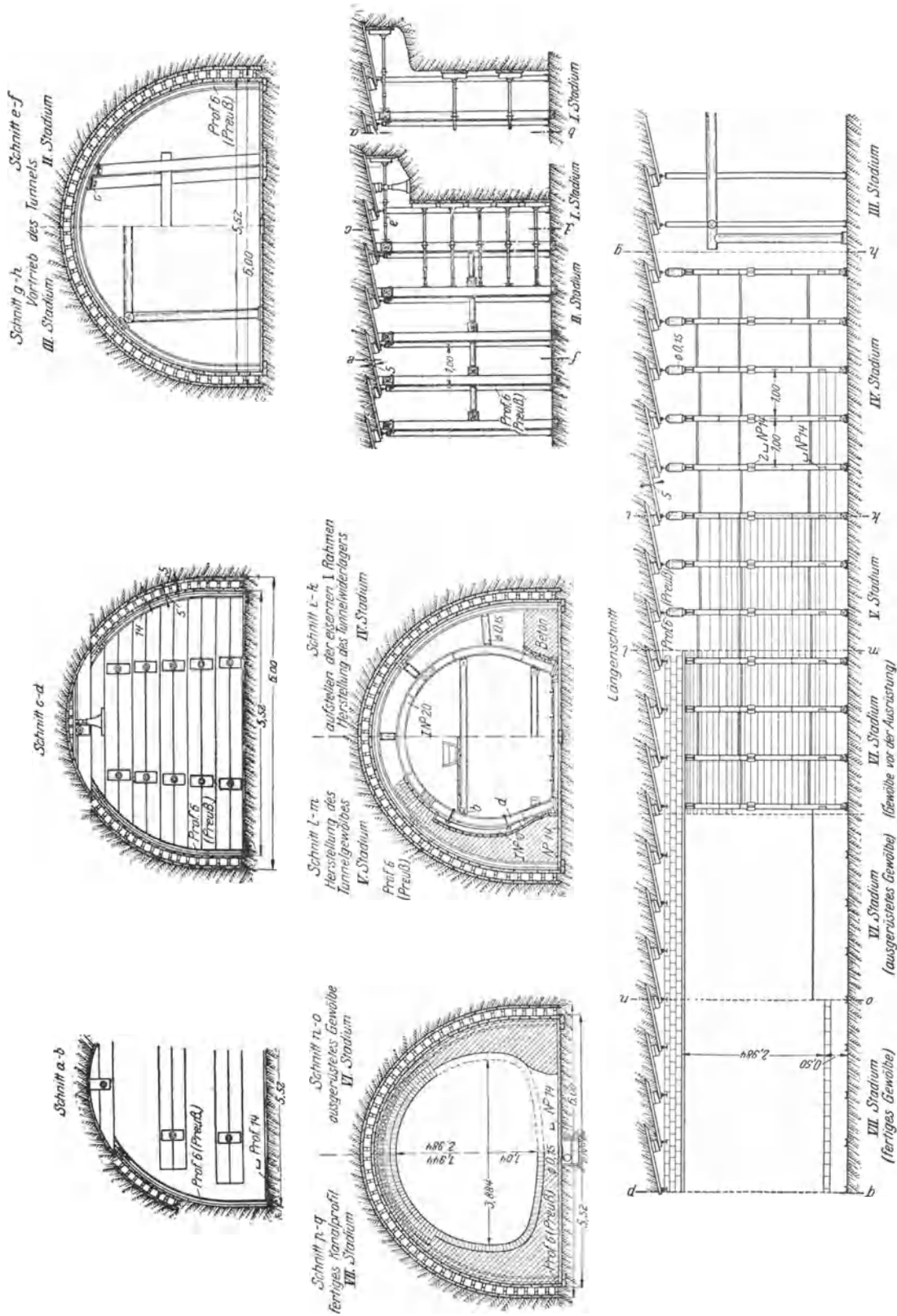


Abb. 668a. Arbeitsvorgang beim Bau des Notauslasses unter dem Prenzlauerberg, Berlin



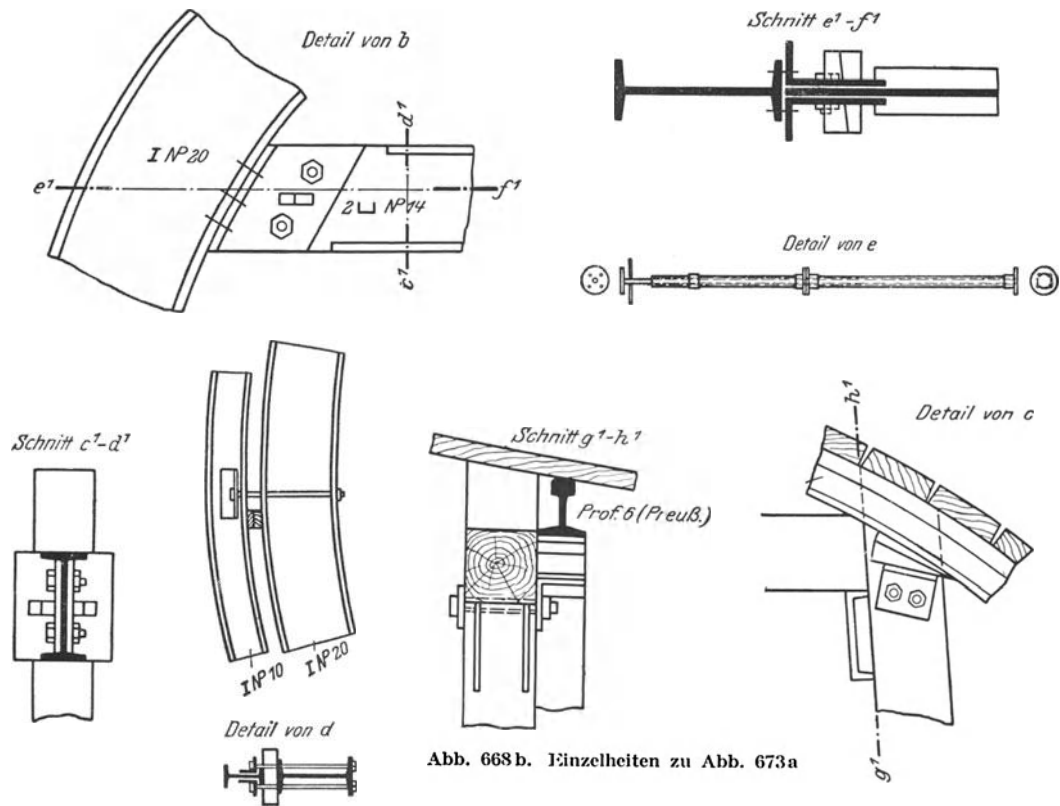


Abb. 668b. Einzelheiten zu Abb. 673a

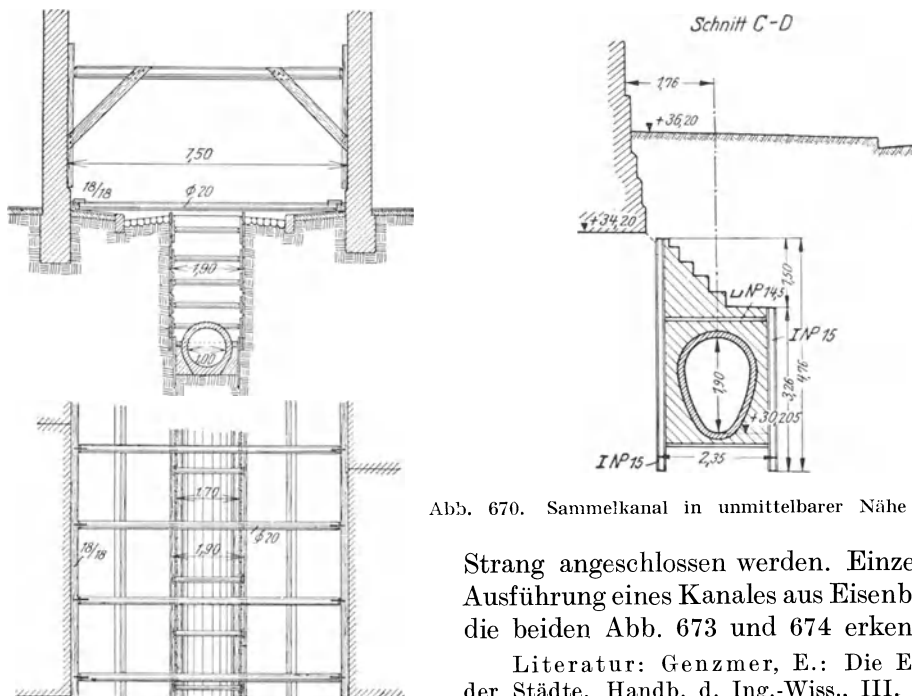


Abb. 670. Sammelkanal in unmittelbarer Nähe eines Hauses

Abb. 669. Gegenseitige Absteifung der Häuser in engen Gassen während des Kanalbaues. (Nach Th. Heyd)

Hahn H. und Langbein F.: Fünfzig Jahre Berliner Stadtentwässerung. Berlin: A. Metzner, 1928.

Strang angeschlossen werden. Einzelheiten der Ausführung eines Kanales aus Eisenbeton lassen die beiden Abb. 673 und 674 erkennen.

Literatur: Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Handb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, Bd. 4. Leipzig: W. Engelmann, 1924. — Derselbe: Entwässerung der Städte in M. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, II. Berlin: J. Springer, 1928. —

**VI. Besondere Bauwerke**

In einem Kanalnetze sind neben den schon beschriebenen Bauwerken vielfach noch besondere Bauwerke erforderlich, wie z. B. Notauslässe, Rückhaltebeckerl, Kanalverbindungen, Kanalkreuzungen, Absturzbauwerke, Pumpwerke, Düker usw.

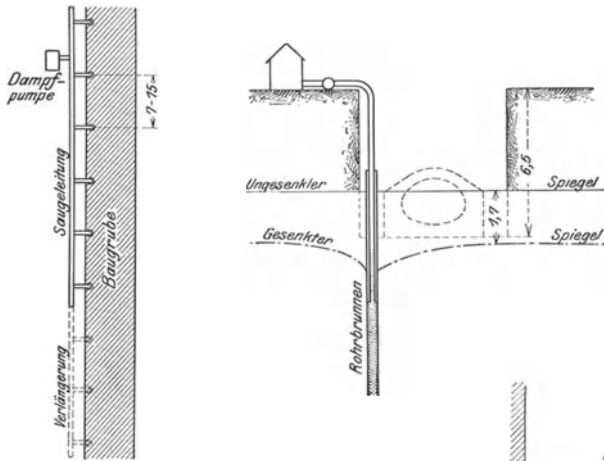


Abb. 671. Grundwasserabsenkung beim Bau eines Kanals

Entlastungsanlagen für die Kanäle. Wie es schon früher erwähnt worden ist, beträgt der Regenabfluß in der Sekunde stets ein Vielfaches des Trockenwetterabflusses. Würden nun die Kanäle, besonders die Sammler und auch eine allenfalls erforderliche Kläranlage durchwegs für den größten

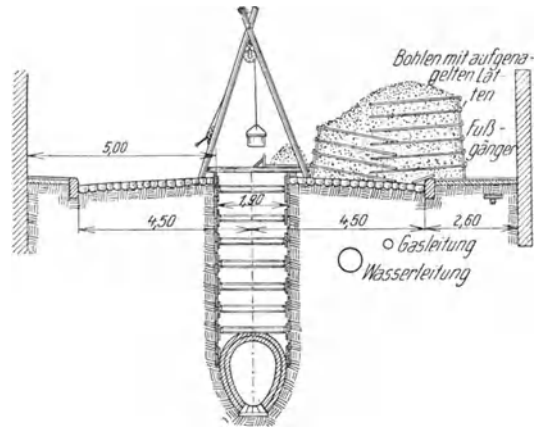


Abb. 672. Aushub nach dem Außenmaß des Kanals in festem Boden und Lagerung des Aushubes bei beschränktem Raume. (Nach Th. Heyd)



Abb. 673. Emscherüberbrückung Dortmunderfeld. (Dyckerhoff & Widmann)

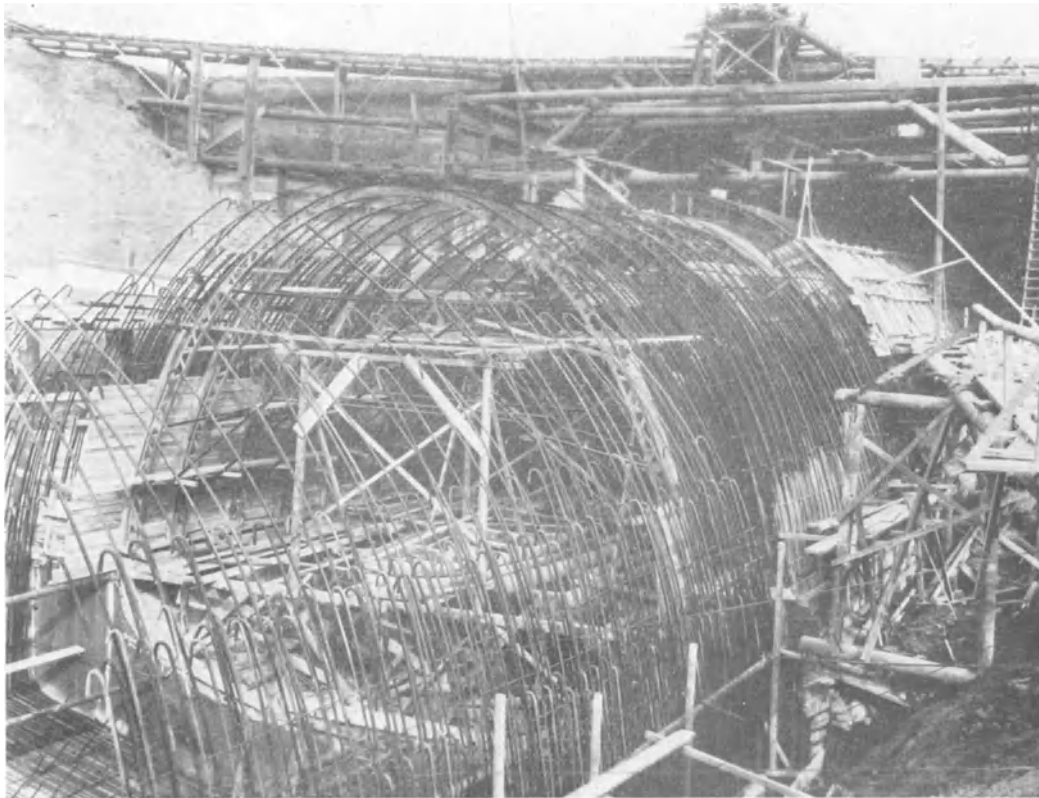


Abb. 674. Emscherdurchlaß Baropp. (Dyckerhoff & Widmann)

Regenabfluß bemessen werden, so ergäben sich sehr weite, kostspielige Querschnitte und Bauwerke, die vielfach nur wenige Stunden im Jahre voll ausgenutzt sind, weil eben die Berechnungsregen nur selten auftreten. Man trachtet daher auf verschiedenen Wegen die durch die Kanäle fortzuleitenden Wassermengen herabzusetzen, ohne aber dadurch die Funktionen des Kanals zu gefährden. Zu den üblichen Mitteln gehört die Anordnung von Notauslässen und von Rückhaltebecken.

Der Abfluß der Kanäle darf ohne Geruchsbelästigung erfahrungsgemäß schon in der Ortschaft in einen Fluß ohne besondere Behandlung abgeleitet werden, wenn dieser selbst bei Niederwasser stets ein gewisses Vielfaches des Trockenwetterabflusses führt (vgl. S. 379). Führt der Fluß zur Niederwasserzeit weniger Wasser oder ist auch eine mit dem Auge wahrnehmbare Verunreinigung des Flusses in der Ortschaft unzulässig, was meist der Fall ist, so läßt man den Sammler erst unterhalb der Ortschaft in den Vorfluter münden. An geeigneten Stellen, dort, wo der Sammler nahe beim Flusse verläuft, werden dann zur Entlastung Regenauslässe (Notauslässe) eingebaut, durch die bei stärkerem Regen, wenn der Trockenwetterabfluß verdünnt ist, ein Teil des Durchflusses unmittelbar in den Fluß gelangt. Der Abfluß im Kanal, bei dem der Regenauslaß in Tätigkeit treten darf, ist bisher entweder durch das Mischungsverhältnis Brauchwasser: Regenwasser =  $1 : a$  oder durch den Grad der Verdünnung, nämlich das Verhältnis Abfluß in der Sekunde : Trockenwetterabfluß =  $n$  angegeben werden, wobei  $a = n - 1$  ist. Diese Angabe ist aber nicht eindeutig, weil ja der Trockenwetterabfluß innerhalb des Tages einen Gang, ähnlich jenem des Trinkwasserverbrauches, aufweist. Wesentlich schärfer ist, wie Th. Heyd festgestellt hat, die Festsetzung, bei welchem Sturzregen ein Notauslaß in Tätigkeit treten darf,

weil man dann aus den Regenbeobachtungen auch leicht feststellen kann, wie oft im Jahre der Auslaß voraussichtlich in Tätigkeit treten wird.

Je nach den Durchflüssen und den Durchflußgeschwindigkeiten im Flußlaufe hat man in deutschen Städten verschiedene Verdünnungen festgelegt, bei deren Überschreitung die Notauslässe in Tätigkeit treten, wie z. B.

In Düsseldorf .....	$n = 3,1$	In Chemnitz .....	$n = 6$
„ Köln .....	$n = 3,2$ bis 4,5	„ München .....	$n = 6$ bis 8
„ Hamburg .....	$n = 4,4$	„ Berlin .....	$n = 7,4$
„ Braunschweig .....	$n = 4,25$	„ Emden .....	$n = 8$
„ Frankfurt a. M. ....	$n = 4$ bis 5	„ Mühlhausen i. E. ....	$n = 9,8$
„ Wiesbaden .....	$n = 6$	„ Stettin .....	$n = 10,5$
„ Königsberg i. Pr. ....	$n = 5,5$	„ Brünn .....	$n = 6$ bis 7

Vielfach wird für Notauslässe im Kern des Ortes eine höhere Verdünnung vorgeschrieben wie für weiter draußen liegende. Für Notauslässe außerhalb des Ortes, die unmittelbar vor der Kläranlage liegen, kann manchmal bis auf eine Verdünnung von  $n = 2,5$  herabgegangen werden.

Jeder Notauslaß wird so bemessen, daß bis zur vorgeschriebenen Verdünnung das Wasser vorbeiläuft. In den Abb. 675 bis 677 sind als Beispiele einige Regenauslässe, die in Berlin ausgeführt worden sind, angeführt.

Das durch den Regenauslaß abzuleitende Wasser läßt man in der Regel über ein Streichwehr fallen, dessen Krone in der durch die vorgeschriebene Verdünnung erforderlichen Höhe angeordnet und dessen Länge aus den beiden Formeln (191) und (193) auf S. 116 berechnet wird. Das aus dem Notauslaß abzuleitende Wasser läuft durch einen Kanal mit den erforderlichen Abmessungen zum Vorfluter. Die Notauslaßkanäle brauchen in der Regel keinen besonderen Schutz durch Steinzeugschalen oder Klinkerziegel, weil sie ja nur von reichlich verdünnten Abwässern durchflossen werden. An der Mündung in den Vorfluter wird ein Auslaufbauwerk erbaut, das ähnlich aussieht wie jene, die das Abwasser unmittelbar in den Vorfluter leiten. Die Kanalausmündung wird bei diesen Auslaufbauwerken höher gelegt, damit Rückstau vermieden werden. Eine Spundwand sichert das Bauwerk vor Unterspülung. In der Abb. 512 ist ein solches Auslaufbauwerk dargestellt.

In besonderen Fällen darf das Wasser aus den Notauslässen, das ja trotz der Verdünnung Schwimm- und Sinkstoffe führt, erst in den Vorfluter geleitet werden, wenn diese Stoffe mehr oder minder vollständig ausgeschieden sind. Bis zu etwa 3 mm Durchmesser herab genügen hiezu Rechen oder Siebe (vgl. S. 388), darüber hinaus sind Regenauslaßkläranlagen erforderlich, etwa wie sie die Abb. 678 nach dem Vorschlage von Mannes veranschaulicht. Sowohl das Rechengut als auch der Schlamm der Regenauslaßkläranlage wird am besten fortgesetzt dem vom Regenauslaß weiterfließenden Wasser zur Weiterbeförderung wieder zugeleitet, weil jedwede Behandlung dieser Stoffe in der Ortschaft große Schwierigkeiten und Belästigungen verursachen würde. Tauchplatten, wie sie in den Abb. 675 und 676 zu erkennen sind, haben sich für die Abhaltung von Schwimm- und Sinkstoffen vom Regenauslaß nach den Erfahrungen in Berlin nicht bewährt.

Rückhaltebecken werden im Kanalnetz angeordnet, wenn die Anlage von Regenauslässen wegen zu großer Entfernung vom nächsten Vorfluter untunlich ist, außerdem werden sie vor den Ortsgebieten, an Bächen errichtet, die den Ort durchlaufen, damit der Querschnitt nicht für die nur selten auftretenden Höchstdurchflüsse bemessen werden muß (vgl. S. 57). Im Kanalnetz werden sie in der Regel als unterirdische, gedeckte Wasserbehälter unter Plätzen oder in größeren Gartenanlagen erbaut und ihre Füllung erfolgt über einen Regenauslaß im vorbeiführenden Sammler, der in Tätigkeit tritt, wenn der der Kanalberechnung zugrunde gelegte Abfluß über-

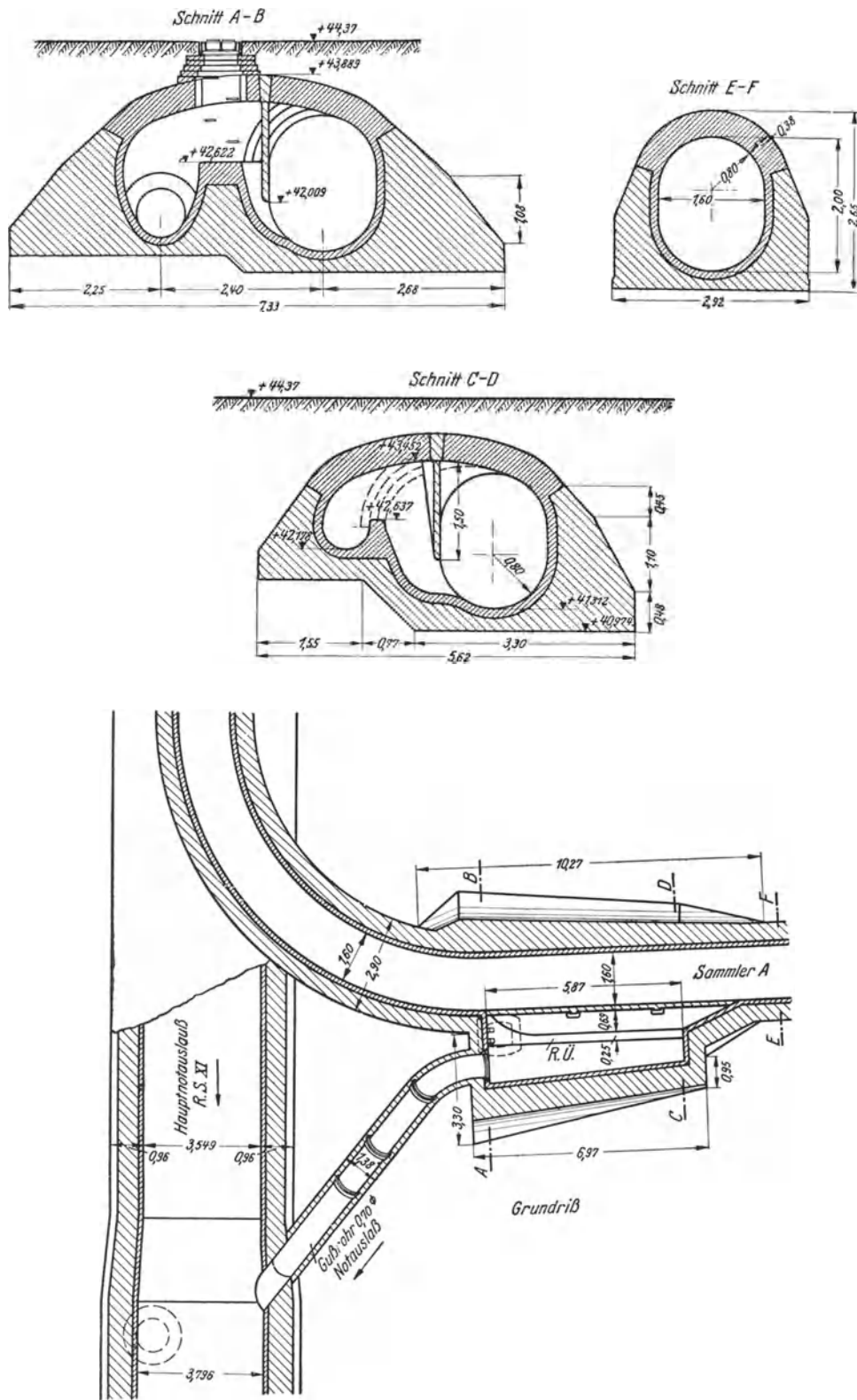


Abb. 675. Abzweigung eines Notauslasses aus dem Sammler A

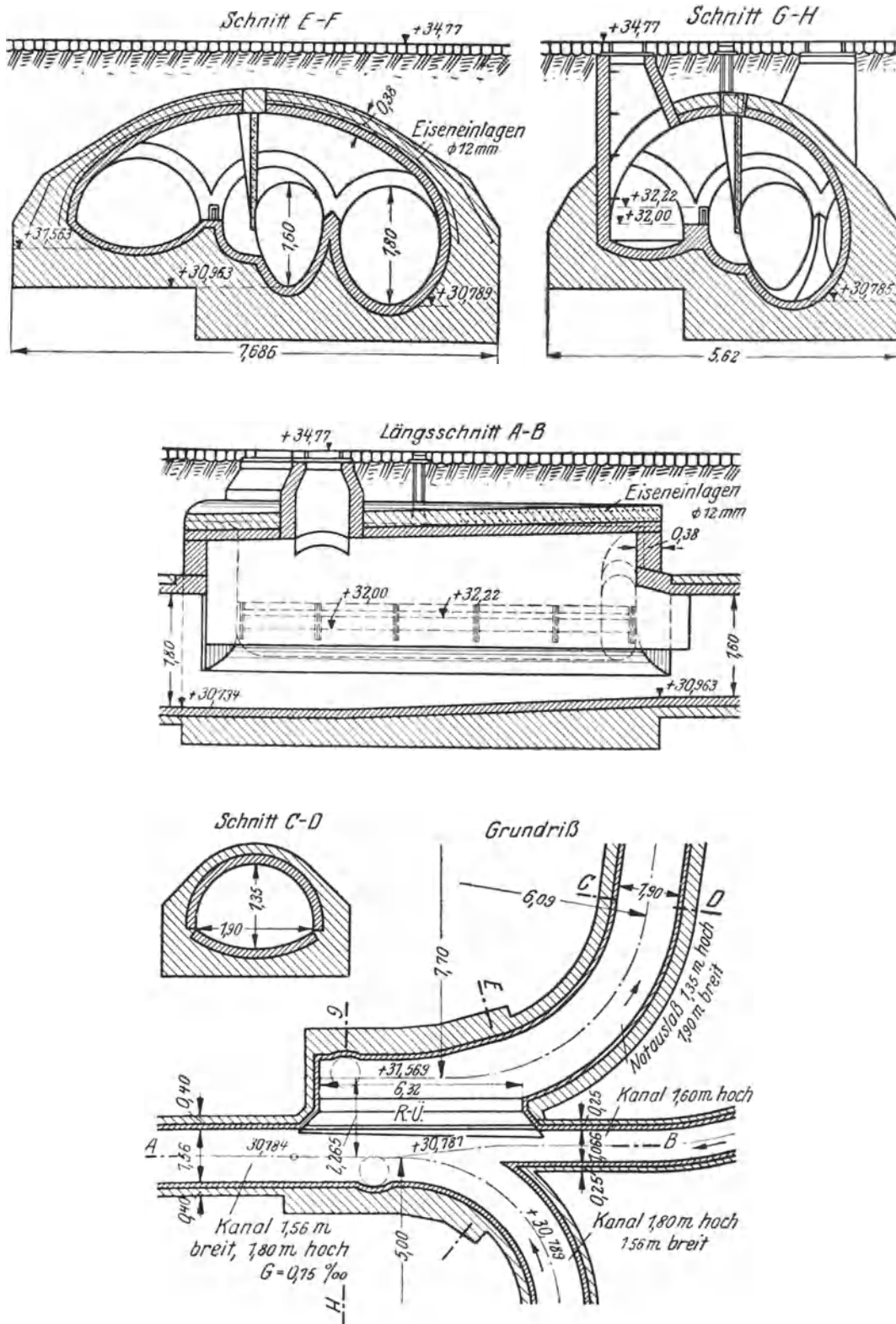


Abb. 676. Notauslaß

schritten wird. Solche Durchflüsse treten nur selten auf und sind auch nur von kurzer Dauer. Die Rückhaltebecken können nach dem Ablauf der Niederschlagswasser meist zum Teil ohneweiters abgelassen werden und ein allenfalls wegen zu

hoher Lage der Kanalrohre verbleibender Rest wird schließlich abgepumpt.

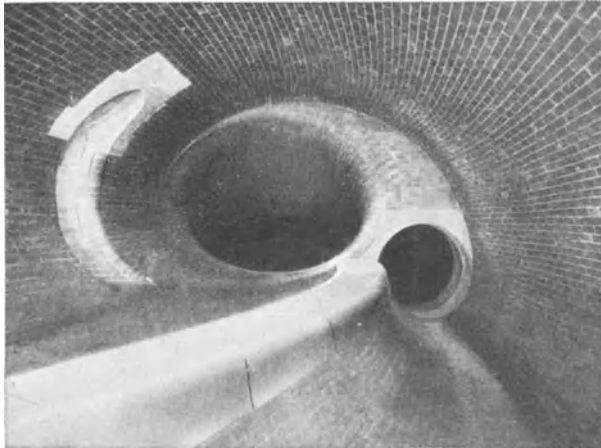


Abb. 677. Innenansicht des Oberhauptes eines Notauslaßdükers

In der Abb. 679 ist ein offenes Regenwasserbecken dargestellt; die Zuleitung des Wassers erfolgt durch eine eigene Rinne in der Mitte des Beckens, die Ableitung am Umfange und durch eine Schwimmrinne. Im Becken lagert sich Schlamm ab, der durch eine eigene Pumpe mit dem im tiefsten Teile stehenden Wasser der Reinigungsanlage zugepumpt wird. Vom schwach geneigten Beckenboden wird der Schlamm der Saugleitung durch Spülung zugeführt.

An den sogenannten Stadtbächen werden die Rückhaltebecken durch Staumauern oder Erddämme gebildet und es können derartige Becken bei entsprechender Lage im Winter z. B. als Eislaufplätze verwendet werden.

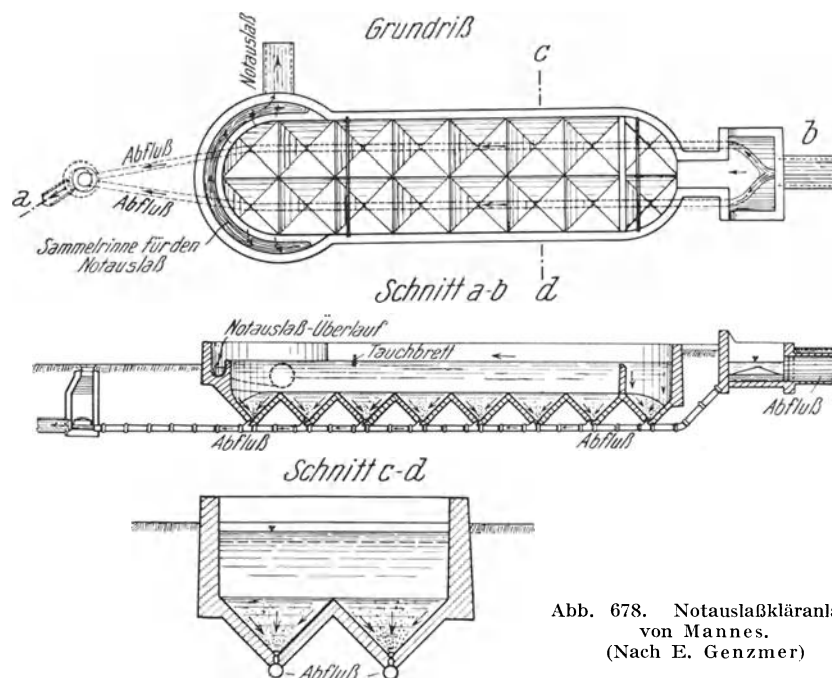


Abb. 678. Notauslaßkläranlage von Mannes. (Nach E. Genzmer)

Schließlich sei noch erwähnt, daß zur Entlastung eines Kanalnetzes von Regenwasserfluten, die von den Hängen in der Umgebung des Ortes stammen, auch Hanggräben erbaut werden können, die das über die Hänge ablaufende Wasser abfangen und um die Ortschaft ableiten.

Literatur: Engberding, H.: Über die Wirkung von Regenauslässen und Regenbecken. *Techn. Gem. Blatt* 17, S. 297, 318. 1914. — Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. *Handb. d. Ing.-Wiss.*, III. Teil, 4. B., 5. Aufl. Leipzig: W. Engelmann 1927. — Hahn, H. und Langbein, F.: Fünfzig Jahre Berliner Städteentwässerung. Berlin: A. Metzner. 1928. — Heyd, Th.: Die Wirtschaftlichkeit bei den Stadtentwässerungsverfahren, S. 81. H. Haas. 1908. — Imhoff, K.: Fortschritte der Abwasserreinigung, 2. Aufl. S. 42. C. Heymann. 1926. — Mannes, H.: Notauslaß-Kläranlagen. *Ges. Ing.* 36, S. 65. 1913. — Schimrigk, F.: Die wirtschaftliche Bedeutung der Notauslaß-Kläranlagen. *Techn. Gem. Blatt* 22, S. 137. 1919.

Zusammenführung von Kanälen. Die Zusammenführung von größeren begehbaren Kanälen geschieht derart, daß das Wasser des Seitenkanals dem Haupt-

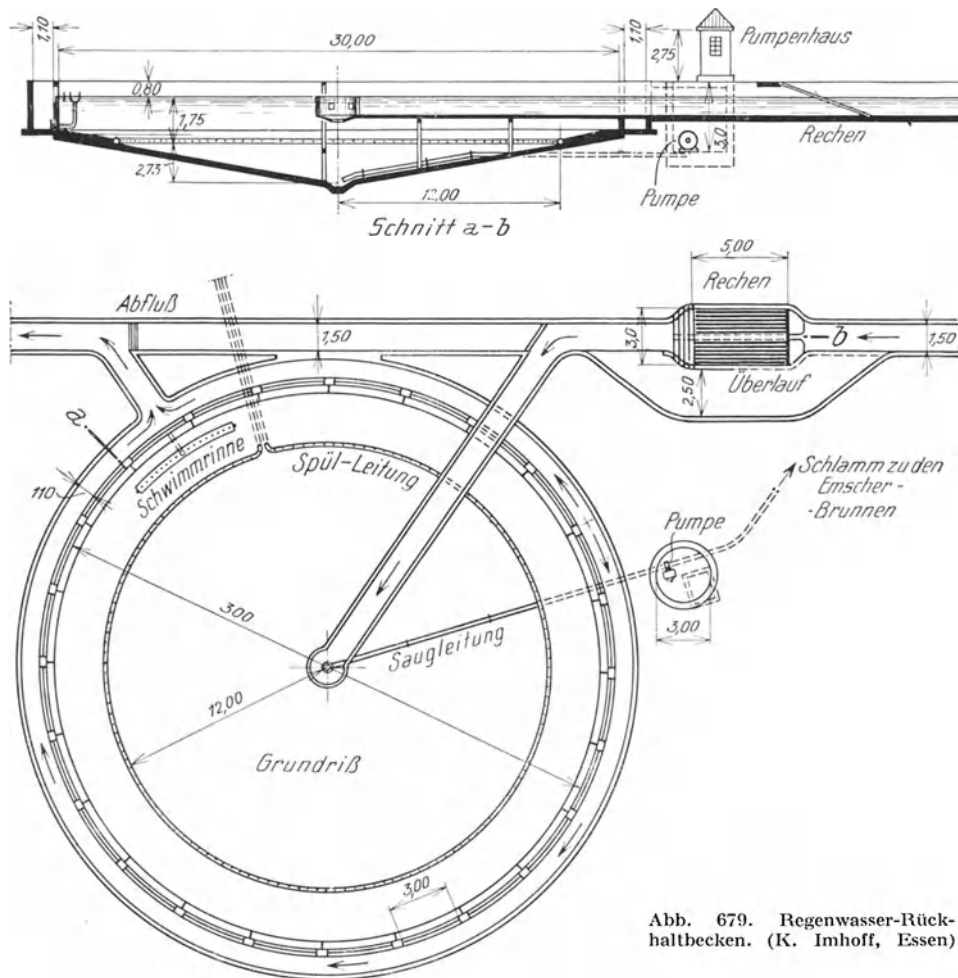


Abb. 679. Regenwasser-Rückhaltbecken. (K. Imhoff, Essen)

kanäle möglichst in dessen Fließrichtung zugeleitet wird. Kanäle verschiedenen Querschnittes werden so zusammengeführt, daß mindestens der Trockenwetterabfluß ohne Rückstau in den Hauptkanal läuft; wenn genügendes Gefälle vorhanden ist, wird der Scheitel des zugeleiteten Kanals in die Höhenlage des Hauptkanals gelegt. Die Verbindung der höherliegenden Sohle des Nebenkanals mit jener des Hauptkanals vermittelt eine kurze, steilgeneigte Rinne im Verbindungsbauwerk, in dem die Querschnitte überdies so bemessen werden, daß die Abwässer ohne nennenswerte Verzögerung durchlaufen. Die bauliche Ausgestaltung der Zusammenführung begehbarer Kanäle kann ohneweiters den in den Abb. 680 bis 683 dargestellten Beispielen entnommen werden. Wenn an der höchsten Scheitelstelle des Bauwerkes



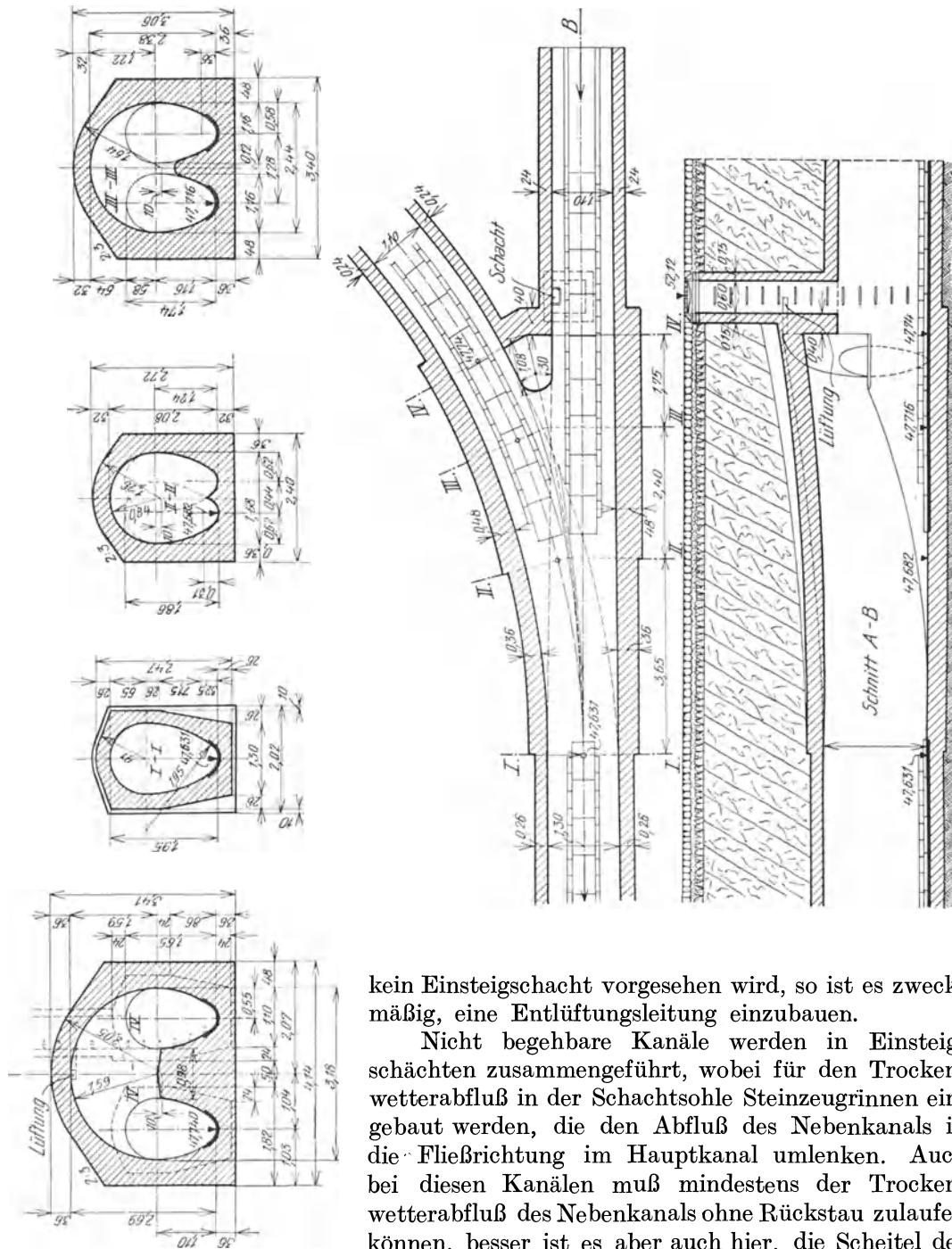


Abb. 680. Zusammenführung von zwei Eikanälen. (Stadtbaumeister Graz)

kein Einsteigschacht vorgesehen wird, so ist es zweckmäßig, eine Entlüftungsleitung einzubauen.

Nicht begehbare Kanäle werden in Einsteigschächten zusammengeführt, wobei für den Trockenwetterabfluß in der Schachtssole Steinzeugrinnen eingebaut werden, die den Abfluß des Nebenchannels in die Fließrichtung im Hauptkanal umlenken. Auch bei diesen Kanälen muß mindestens der Trockenwetterabfluß des Nebenchannels ohne Rückstau zulaufen können, besser ist es aber auch hier, die Scheitel der Kanäle in gleicher Höhe zusammenzuführen. Die

Ausbildung der Sohlen derartiger Einsteigschächte kann der Abb. 640 auf S. 450 entnommen werden.

**Kanalkreuzungen.** Kreuzungen voneinander unabhängiger Kanäle und von Kanälen mit anderen Leitungen, wie z. B. Wasserleitungsrohren, bedingen manchmal besondere Bauwerke mit Änderungen der Querschnittsform des untergeführten Kanals; hiebei kann dieser in mehrere Leitungen geringerer Höhe aufgelöst werden

oder es wird ein niedriger, gedrückter Querschnitt (Abb. 684) unter dem kreuzenden mit schlanken Übergängen zum normalen ausgeführt. In manchen Fällen reicht schon eine Einschränkung der Wandstärke im Scheitel des untergeführten Kanals unter der kreuzenden Leitung hin; diese Stelle des Scheitels wird dann aus Gußeisen oder aus Schmiedeeisen mit Betonschutzschicht ausgeführt (Abb. 685, 686).

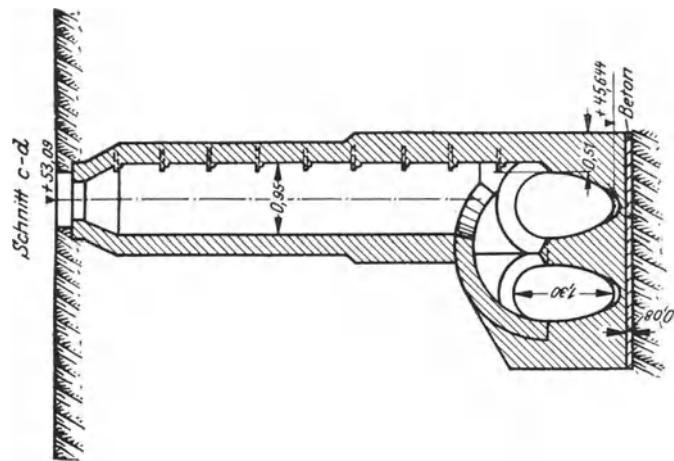
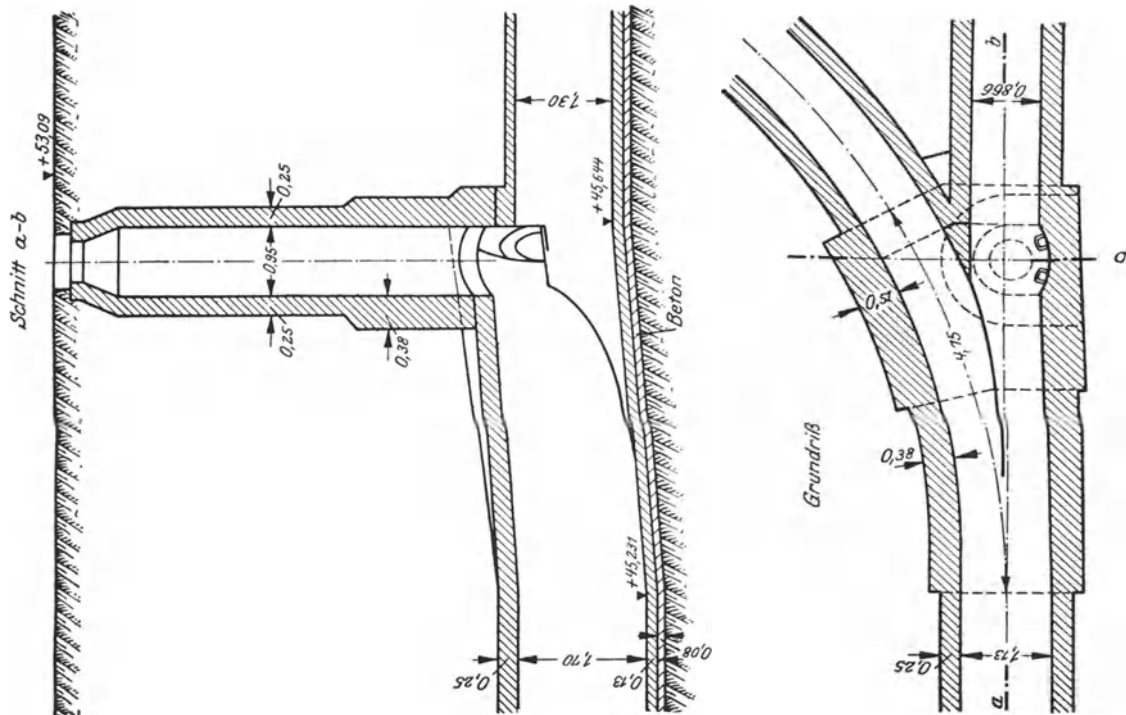


Abb. 681. Zusammenführung von zwei Kanälen

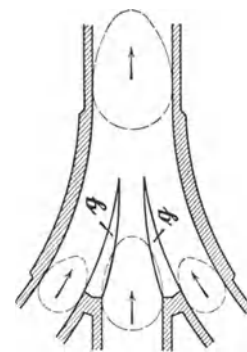


Abb. 682. Zusammenführung von drei Eikanälen

Absturzbauwerke. In Kanälen, deren Gefälle ohne besondere Maßnahmen unzulässig groß würde, werden Absturzbauwerke eingeschaltet, zwischen denen das Gefälle auf das höchstzulässige Maß ermäßigt wird. In den Abb. 687, 688 und 689 sind verschiedene Durchbildungen von solchen Absturzbauwerken dargestellt. Bei kleinen Kanälen und geringen Absturzhöhen können die Einsteigbrunnen als Absturzschächte benutzt werden.

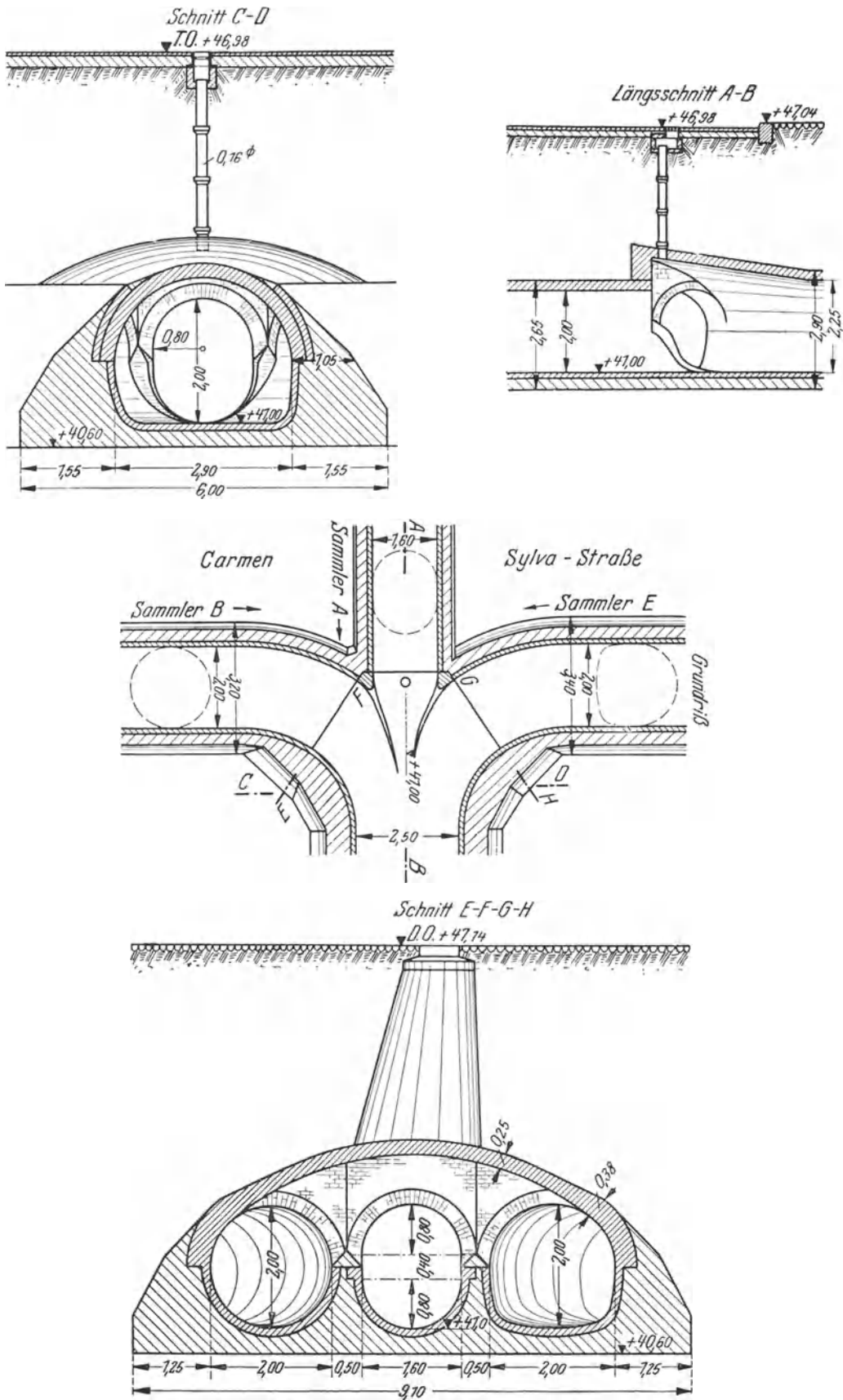


Abb. 683. Vereinigung von drei Sammlern

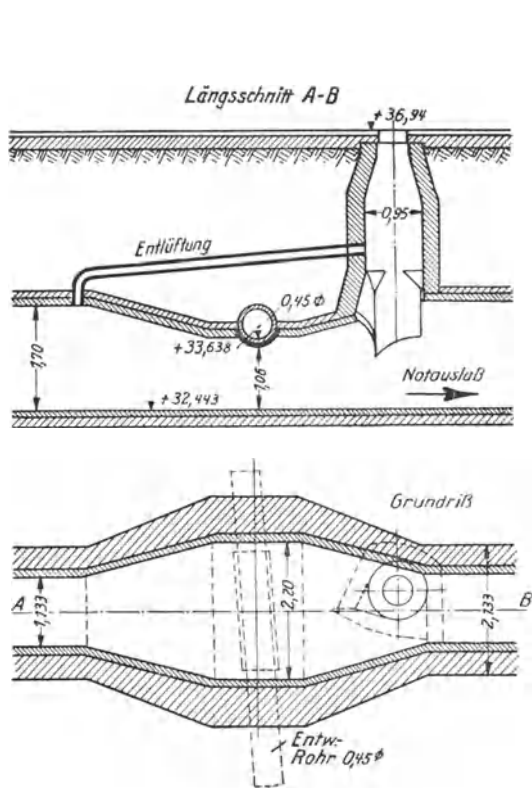


Abb. 684. Unterführung eines Notauslasses unter einem Kanal

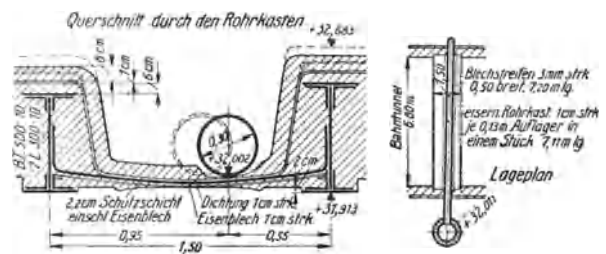


Abb. 685. Kasten für eine Rohrleitung in der Decke eines Kanals

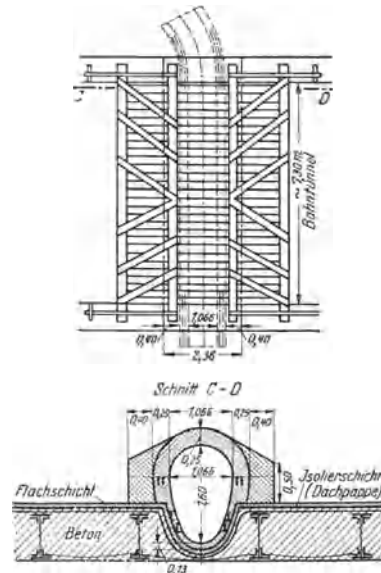


Abb. 686. Kreuzung von zwei Kanälen

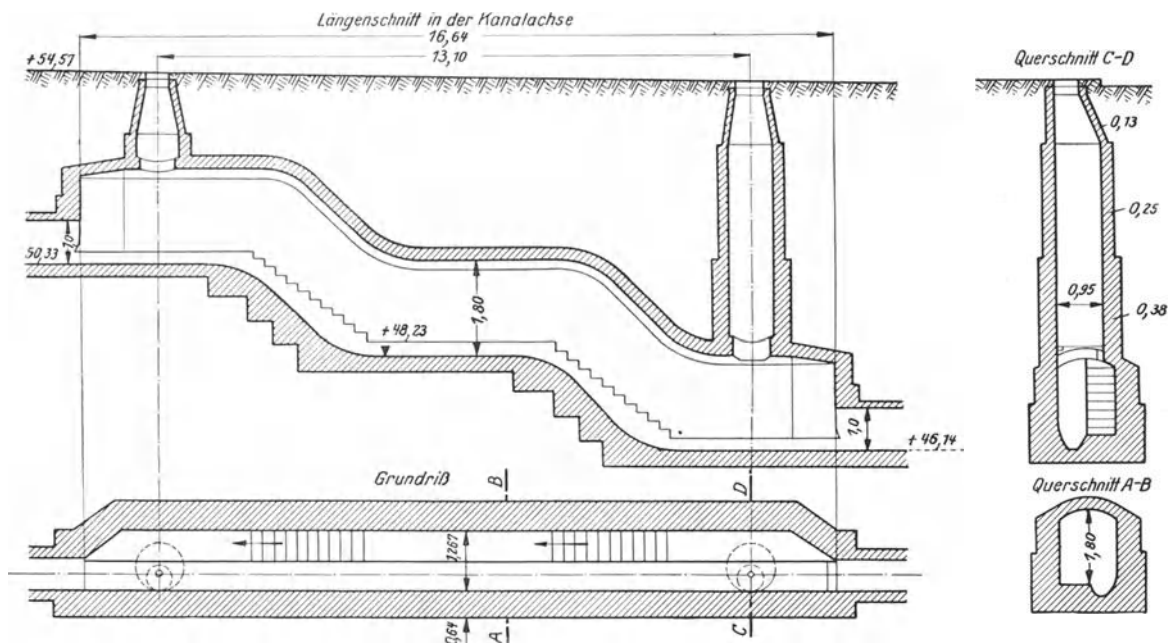


Abb. 687. Absturzbauwerk

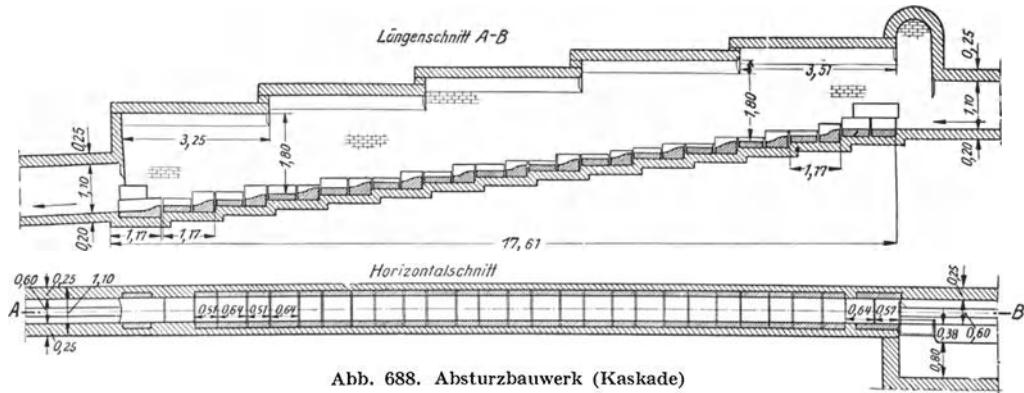


Abb. 688. Absturzbauwerk (Kaskade)

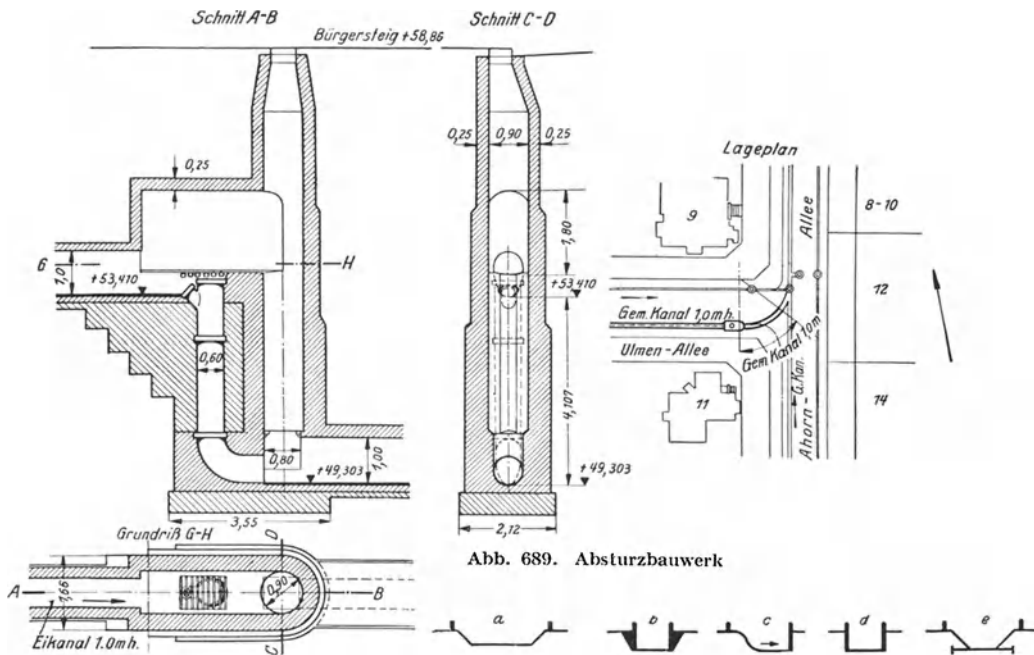


Abb. 689. Absturzbauwerk

Abb. 690. Bauarten von Dükern

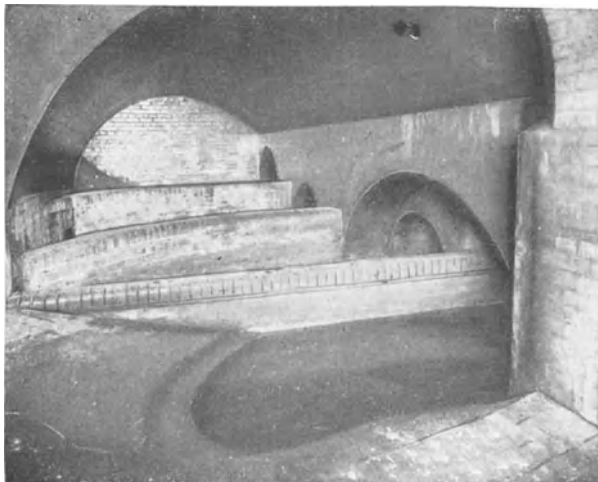


Abb. 691. Innenansicht im Oberhaupte eines Dükers

Düker. Wenn ein Kanal Leitungen, Flußläufe oder unterirdische Verkehrsanlagen kreuzt und die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe bei Anwendung gedrückter Querschnitte zu einer geradlinigen Durchführung der Sohle nicht mehr hinreicht, werden Düker angewendet, für die verschiedene Bauarten in der Abb. 690 schematisch dargestellt sind. Sie werden mit schrägen Schenkeln (Abb. 690 a), mit offenen Ein- und Auslaufrinnen (Abb. 690 b), mit lotrechtem Steigschacht (Abb. 690 c), mit

beiderseits lotrechten Schenkeln (Abb. 690d) und mit eigenen Putzkammern (Abb. 690e) ausgeführt; die Düker nach der Abb. 690c und d werden wegen der leichteren Reinigung und bei Raummangel bevorzugt.

Ein Düker wird wie eine Rohrleitung berechnet; der Wasserspiegel steht am Auslauf um den in Metern Wassersäule bemessenen Druckverlust niedriger als am Einlauf. Damit die vorgesehene Höchstwassermenge den Düker tatsächlich durchlaufen kann, ist eine sehr sorgfältige Berechnung der Druckverluste und eine entsprechend tiefe Lage des Kanales am Auslaufe nötig.

Kleinere Abflüsse durchlaufen den Düker, weil sie stets dessen ganzen Querschnitt erfüllen, mit geringen Geschwindigkeiten und würden ohne besondere Vorkehrungen Sinkstoffe im Düker absetzen. Man bemißt deshalb die Weite der Düker so knapp, als es die Gefällsverhältnisse zulassen und löst vielfach den Düker in mehrere Leitungen auf, die manchmal noch verschiedene Lichtweiten erhalten. Einer von ihnen, meist der engste, wird für den Trockenwetterabfluß bemessen, die übrigen treten erst bei Niederschlägen in Tätigkeit. Die Einläufe sind dann voneinander durch der Höhe nach gestaffelte Überfälle getrennt, so daß in ein neues Rohr erst Wasser gelangt, wenn die schon durchströmten den Zufluß nicht mehr abzuleiten vermögen; man erreicht auf diese Weise, daß in den Röhren stets größere Geschwindigkeiten herrschen und weniger Sinkstoffe abgelagert werden.

Die Düker müssen zeitweise gereinigt werden; zu diesem Zwecke wird in der Regel sowohl der Einlauf als auch der Auslauf mit Dammbalkennuten für einen Notverschluß oder mit einer anderen Abschlusseinrichtung ausgerüstet, so daß jedweder Zufluß zum Düker gehemmt werden kann. Aus dem zu reinigenden Düker wird das Wasser dann entweder mit einer in der Anlage festeingebauten oder mit einer bringbaren Pumpe abgesaugt. Bei Dükern, die so eng sind, daß sie nicht begehbar sind, ist es dann zweckmäßig, den Schenkel an der Auslaufseite lotrecht und ähnlich einem Einsteigschacht auszubilden oder Reinigungskammern anzuordnen.

In den Abb. 691 bis 698 sind verschiedene Bauarten von Dükern für Abwässer dargestellt, denen weitere Einzelheiten ohneweiters entnommen werden können.

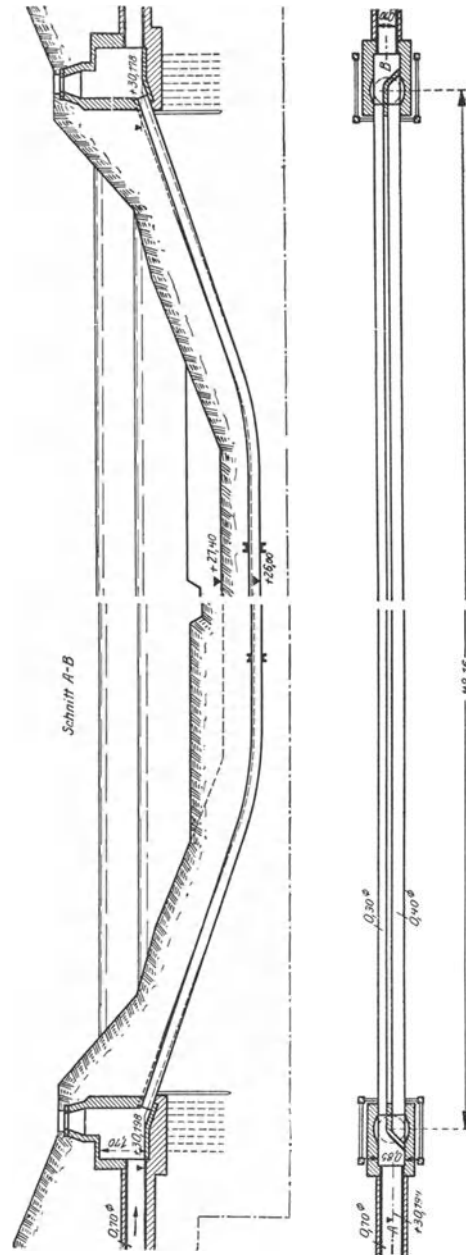


Abb. 692. Mischwasserdüker unter dem Spandauer Schiffsahrtskanal

Außergewöhnliche Ausbildung der Kanäle. Örtliche Verhältnisse können mitunter außergewöhnlich Ausbildungen der Kanäle bedingen, für die in den Abb. 699 und 700 zwei Beispiele zusammengestellt sind.

Kanalpumpwerke. Im ebenen Gelände bereitet die Ableitung der Abwässer vielfach Schwierigkeiten und erfordert die Errichtung von Pumpwerken, die das Wasser von einzelnen Sammelstellen weg zum Vorfluter oder zur Reinigungsanlage fördern. Als Pumpen kommen gegenwärtig fast ausschließlich Kreiselpumpen zur

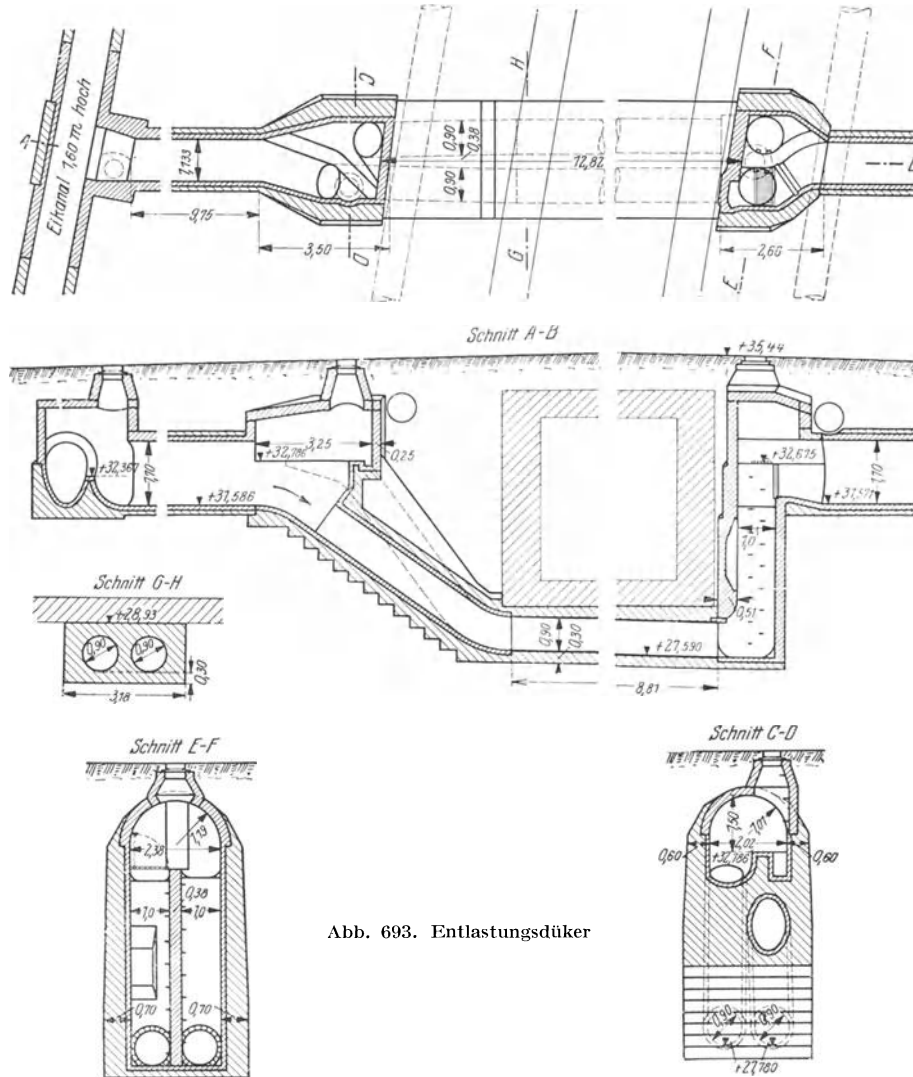


Abb. 693. Entlastungsdüker

Anwendung, die womöglich mit Elektromotoren direkt gekuppelt werden. Vor die Pumpen wird stets ein Grobrechen gelegt, der Sperrgut von den Pumpen abhält und meist wird auch ein Sandfang angeordnet, um die Pumpen zu schonen. Je nach den Förderhöhen werden verschiedene Bauweisen der Pumpen, mit lotrechten oder mit wagrechten Wellen angewendet; in den Abb. 701 bis 707 sind einige Anordnungen von derartigen Pumpen dargestellt.

Die Pumpen werden womöglich so aufgestellt, daß ihnen das Wasser zuläuft, so daß also keine Saugleitungen erforderlich sind. Ihre Ingangsetzung erfolgt ent-

weder durch einen Wärter oder selbsttätig durch Schwimmer. Bei selbsttätigen Pumpwerken hat bisher eine allfällige Saugleitung vielfach Schwierigkeiten verursacht; eine bemerkenswerte Einrichtung, die nach Entwürfen der Emschergenossenschaft von den Maffai-Schwarzkopff-Werken für die Pumpanlage Huckarde-Nord geschaffen worden ist, erlaubt auch bei Anordnung der Pumpen mit Saugrohren

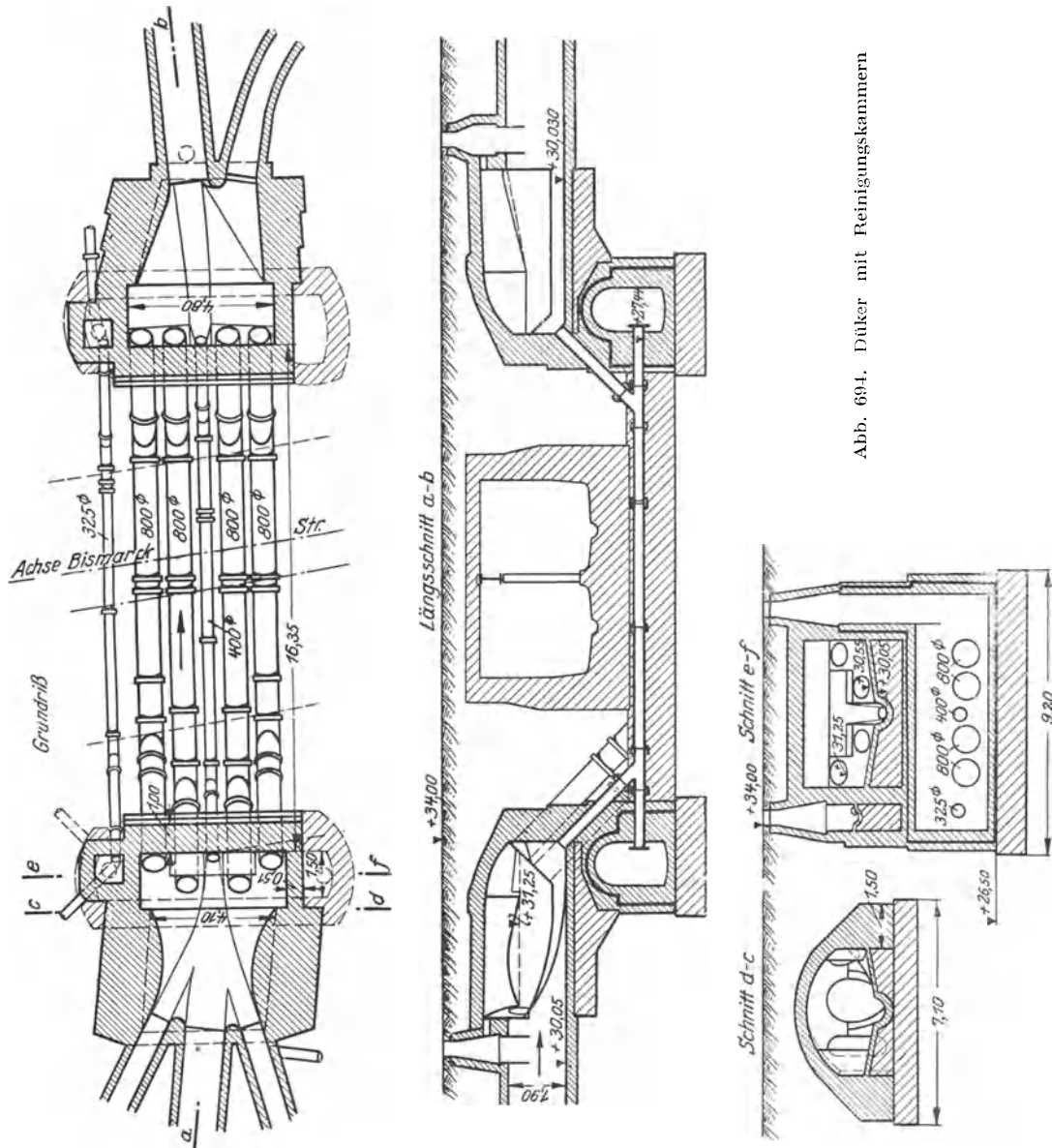


Abb. 694. Düker mit Reinigungskammern

einen verlässlichen selbsttätigen Antrieb. Die allgemeine Anordnung dieses Pumpwerkes kann den Abb. 703 und 704 ohneweiters entnommen werden. Die Antriebsmotoren, die mit den Pumpen direkt gekuppelt sind, werden durch ein von Schwimmern betätigtes Schaltwerk in Gang gesetzt. Die Saugleitungen der Pumpen sind bei Stillstand entleert, so daß auch kein Fußventil in der Saugleitung erforderlich ist; erst dann, wenn die Pumpen in Tätigkeit treten sollen, wird das Wasser in der





Saugrohr freigibt und die Füllung der Saugleitung mit Wasser bewirkt. Die Einrichtung dieses Ventils ist in der Abb. 705 schematisch dargestellt. Die Abb. 705a gibt die Lage des Schwimmers  $S$ , der Seilkontakte  $k_1$  und  $k_2$  sowie die Einstellung des Schaltapparates bei Stillstand der Pumpen an. Der kleine Schwimmer  $s$ , der

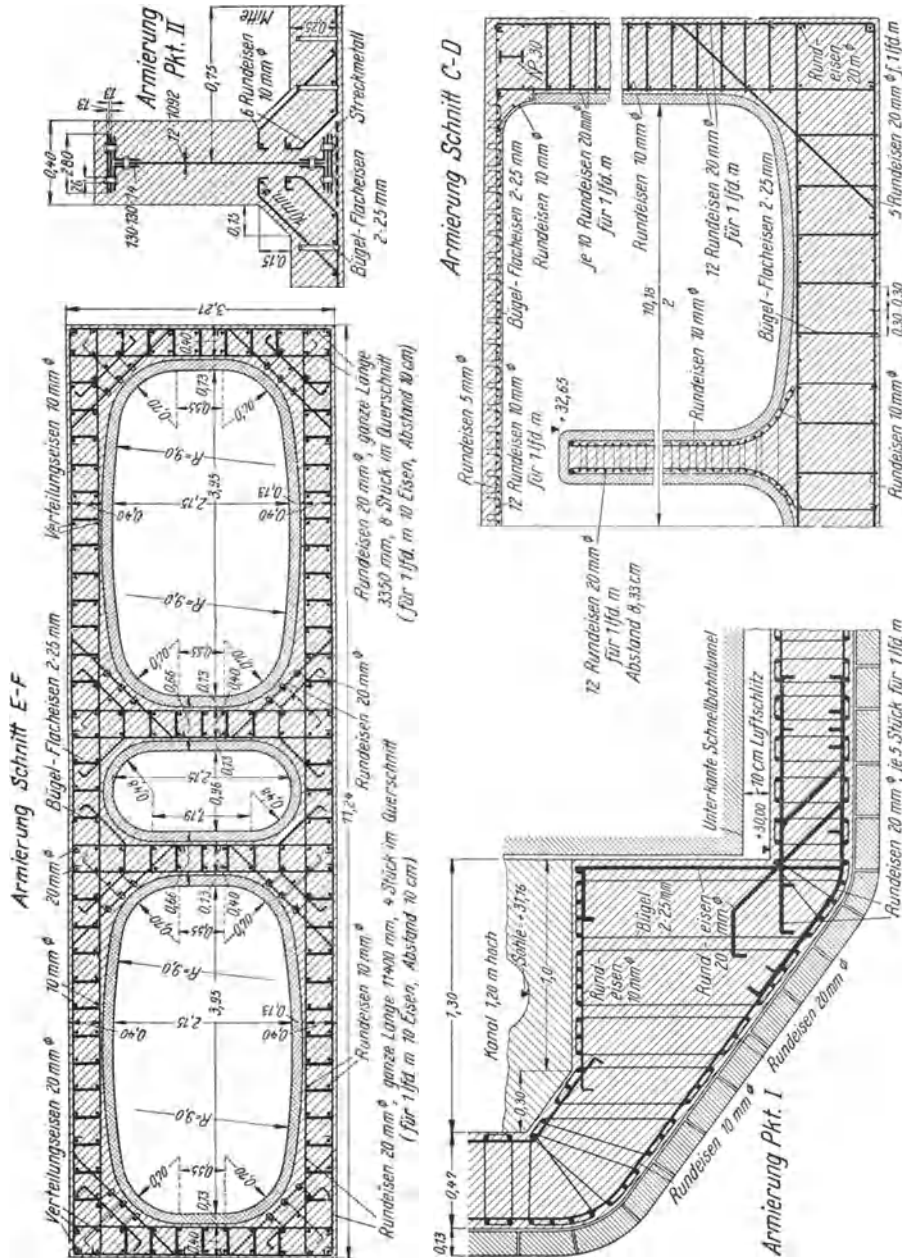


Abb. 696. Einzelheiten zu Abb. 695

mit dem Kipprahmen  $r$  und dem Absperrventil  $v$  der Luftleitung starr verbunden ist, steht vom vorhergehenden Arbeitsspiel in seiner höheren Lage; das Luftventil  $v$  ist geschlossen und daher die Verbindung zwischen dem Vakuumkessel und der Pumpe unterbrochen.

Wenn der Wasserspiegel im Pumpensumpf und mit ihm der Schwimmer  $S$  an-

steigt, so legt sich der Kontakt  $k_1$  auf den Winkelhebel  $w$  und löst die Sperrung des kleinen Schwimmers  $s$  aus, der nun in seine tiefe Lage fällt und das Luftventil  $v$  aufreißt. Der Kipprahmen  $r$  neigt sich hierbei gegen einen entsprechenden Anschlag  $a_3$  nach links. Der Seilkontakt  $k_1$  treibt den Winkelhebel  $w$  bis zum Anschlag  $a_2$ . Der

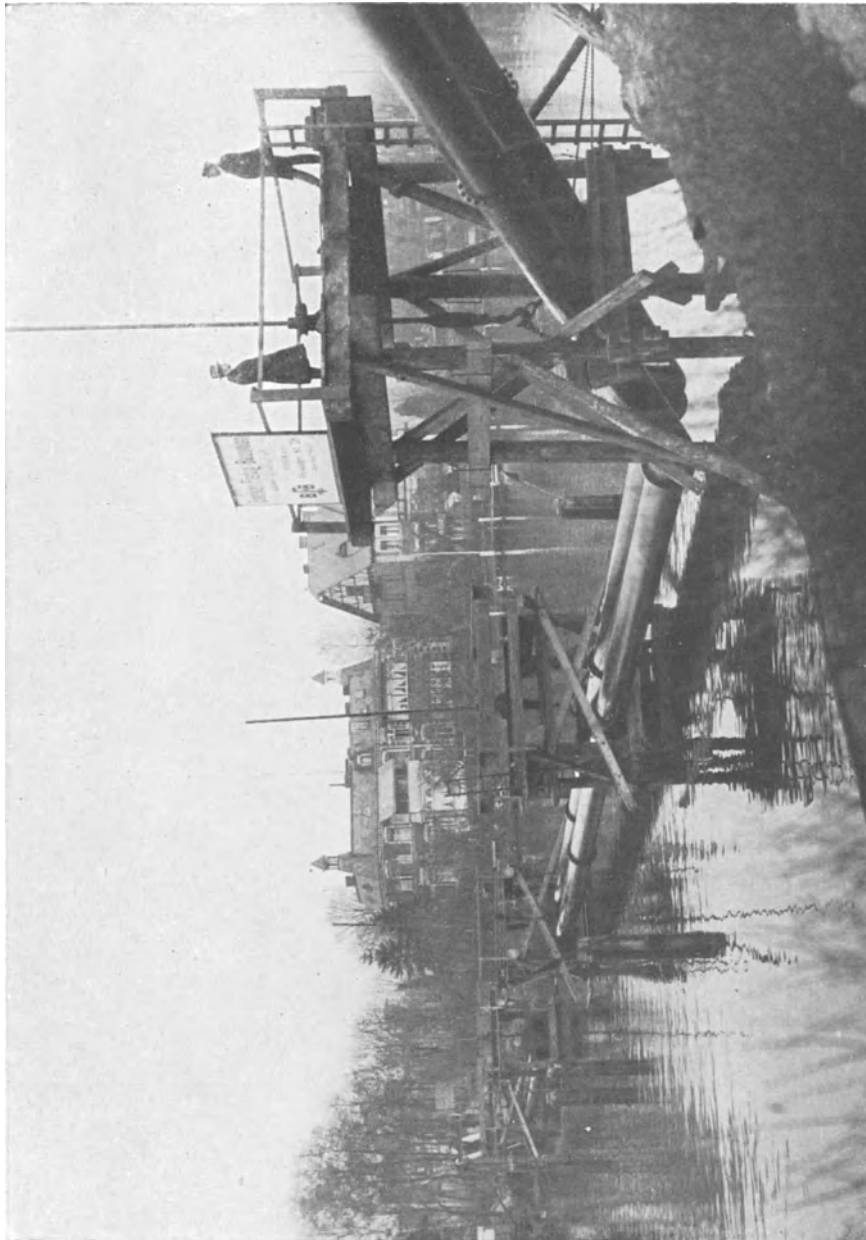


Abb. 697. Versenkung eines Dükers mit zwei je 600 mm weiten Rohren in der Spree bei Hirschgarten

eine Schenkel des Winkelhebels  $w$  ist durch eine Feder mit dem Hebel  $h$  verbunden, der durch die Feder gegen den Anschlag  $a_3$  gedrückt wird (Abb. 705b). Durch die Luftleitung wird nun das Wasser angesaugt und die Saugleitung sowie die Pumpe mit Wasser aufgefüllt; der kleine Schwimmer steigt, wenn die Füllung erfolgt ist, an und schließt die Luftleitung wieder ab. Gleichzeitig wird durch eine, in der Abb. 705

nicht eingezeichnete Schwinge ein Hilfskontakt für den Motoranlasser betätigt und die Pumpe in Tätigkeit gesetzt (Abb. 705c). Die Pumpe arbeitet so lange, bis der Wasserspiegel im Sumpf und mit ihm der Schwimmer *S* auf eine gewisse einstellbare Tiefe gesunken ist. Dann nimmt der Seilkontakt *k*<sub>2</sub> den Hebel *w* bis zum Anschlag *a*<sub>1</sub> mit; der Hebel wird durch die Feder wieder in dieselbe Lage wie der Kontaktrahmen gebracht, hiebei der Hilfskontakt für den Anlasser geöffnet und die Pumpe stillgesetzt (Abb. 705d).

Die Schalter der Pumpen sind so eingestellt, daß zuerst nur eine Pumpe in Tätigkeit tritt und weitere erst zu arbeiten beginnen, wenn die schon in Gang befindlichen den Zufluß nicht bewältigen können; das Ausschalten erfolgt in umgekehrter Reihenfolge.

Damit beim Versagen der Membranschalter der Luftpumpen die Anlage nicht versagt, ist noch ein weiterer Schwimmer angeordnet, der bei Überschreitung einer ebenfalls einstellbaren Spiegellage im Pumpensumpf die Luftpumpen unabhängig von den Membranschaltern in Tätigkeit setzt. In der Abb. 706 ist schließlich das Schaltbild der gesamten Anlage dargestellt.

Einzelheiten eines anderen Pumpwerkes können der Abb. 707 entnommen werden.



Abb. 698. Bau des Dükers unter dem Rhein-Herne-Kanal. (Dyckerhoff & Widmann)

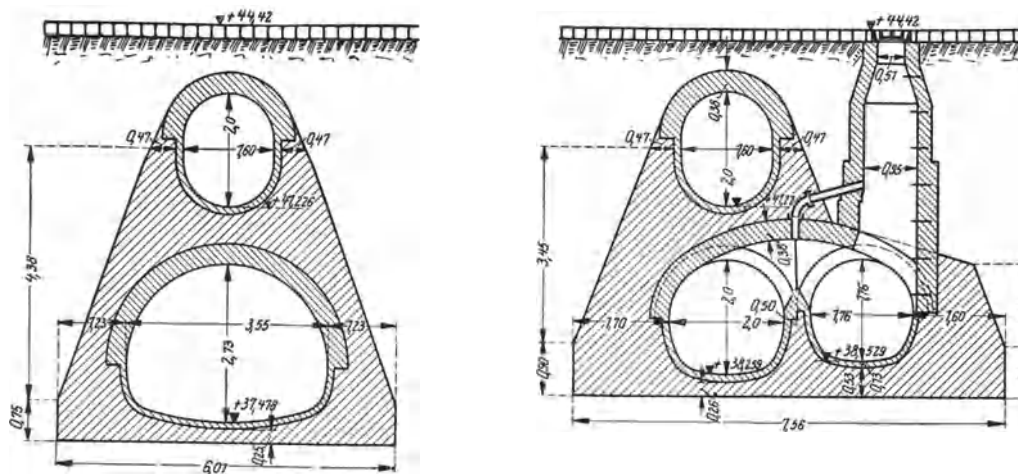


Abb. 699. Doppelquerschnitte für Kanäle

Die Ableitung des Wassers vom Pumpwerk geschieht, je nach den örtlichen Verhältnissen, entweder in einem Kanal, offenem Graben oder durch ein Druckrohr. Die Bemessung des Druckrohres geschieht, ähnlich wie bei Zuleitungen von Wasserversorgungspumpwerken oder Kraftanlagen auf Grund einer wirtschaftlichen

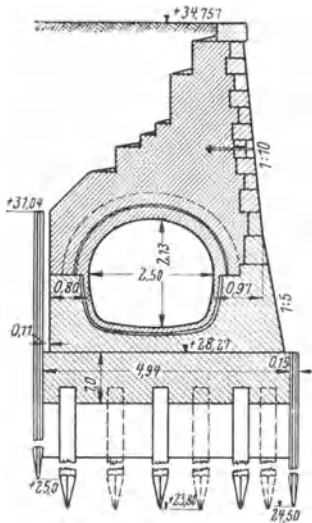


Abb. 700. Kanal, in einer Ufermauer eingebaut

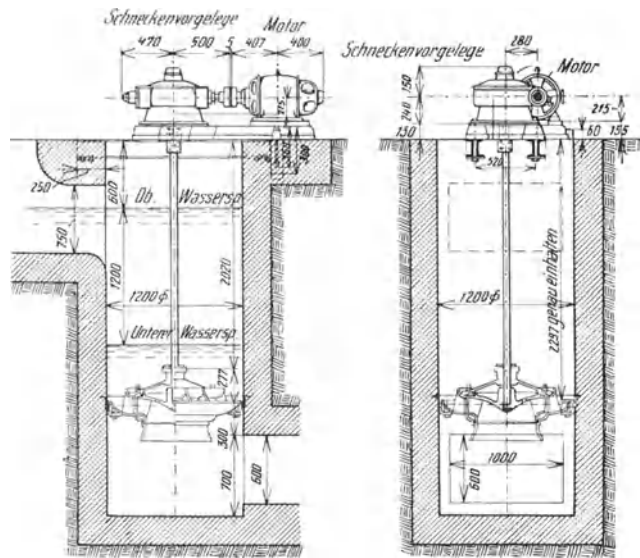


Abb. 701. Zentrifugalpumpe mit lotrechter Welle und Schneckenvorlege. (Maffei-Schwarzkopff-Werke)

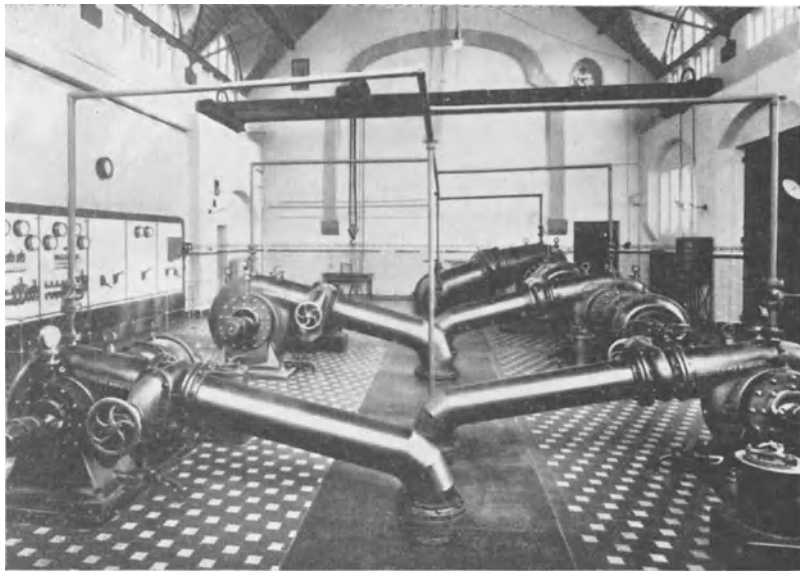


Abb. 702. Hochwasserpumpwerk in der Kläranlage Duisburg. (K. Imhoff, Essen)

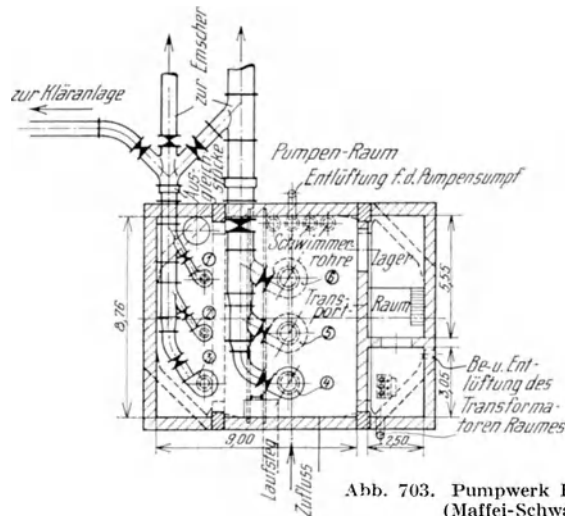


Abb. 703. Pumpwerk Huckarde-Nord. Grundriß. (Maffei-Schwarzkopff-Werke)

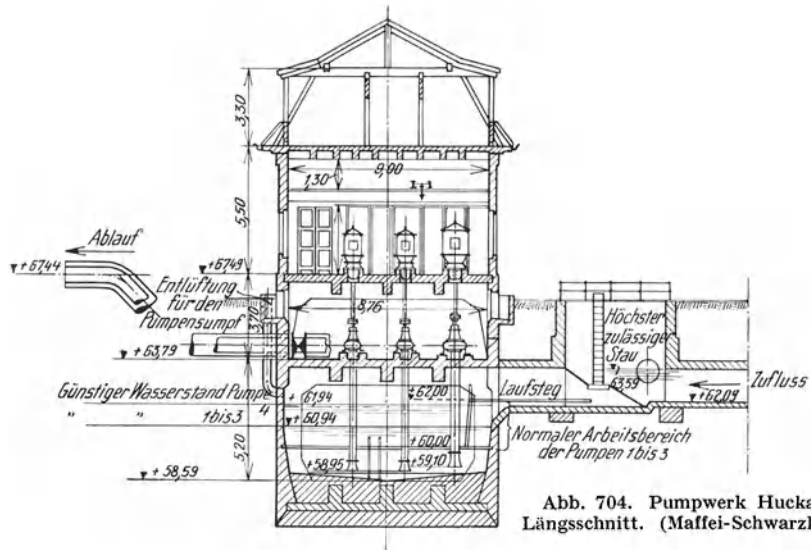


Abb. 704. Pumpwerk Huckarde-Nord. Längsschnitt. (Maffei-Schwarzkopff-Werke)

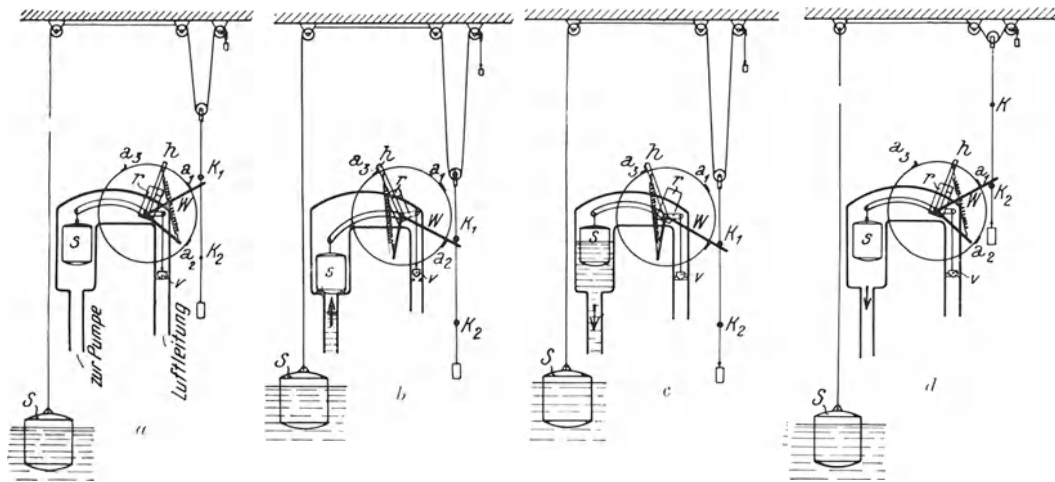


Abb. 705. Pumpwerk Huckarde-Nord. Schaltwerk. (Maffei-Schwarzkopff-Werke)

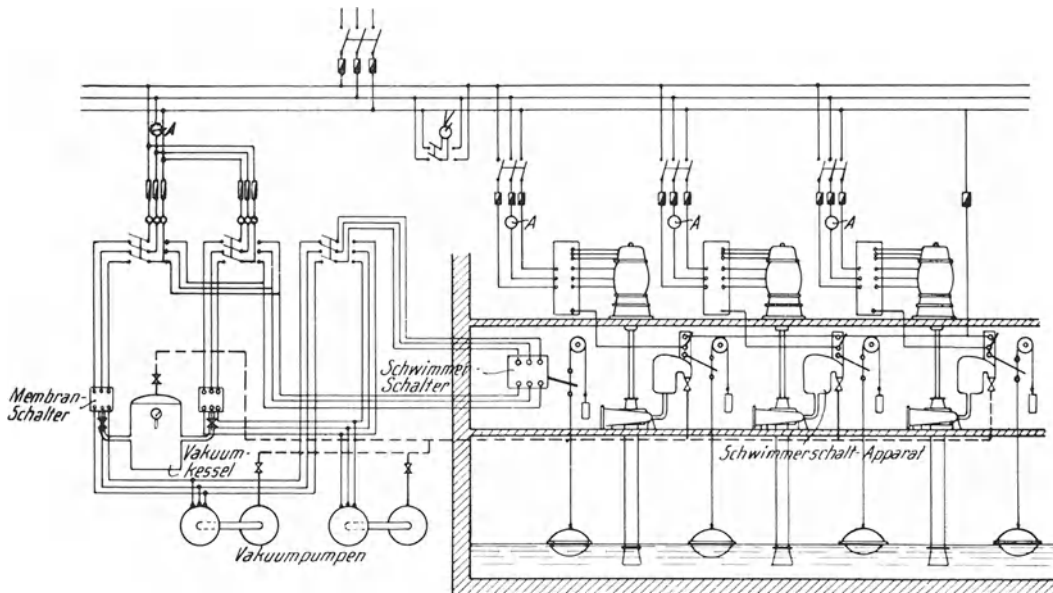


Abb. 706. Pumpwerk Huckarde-Nord. Schaltplan. (Maffei-Schwarzkopff-Werke)

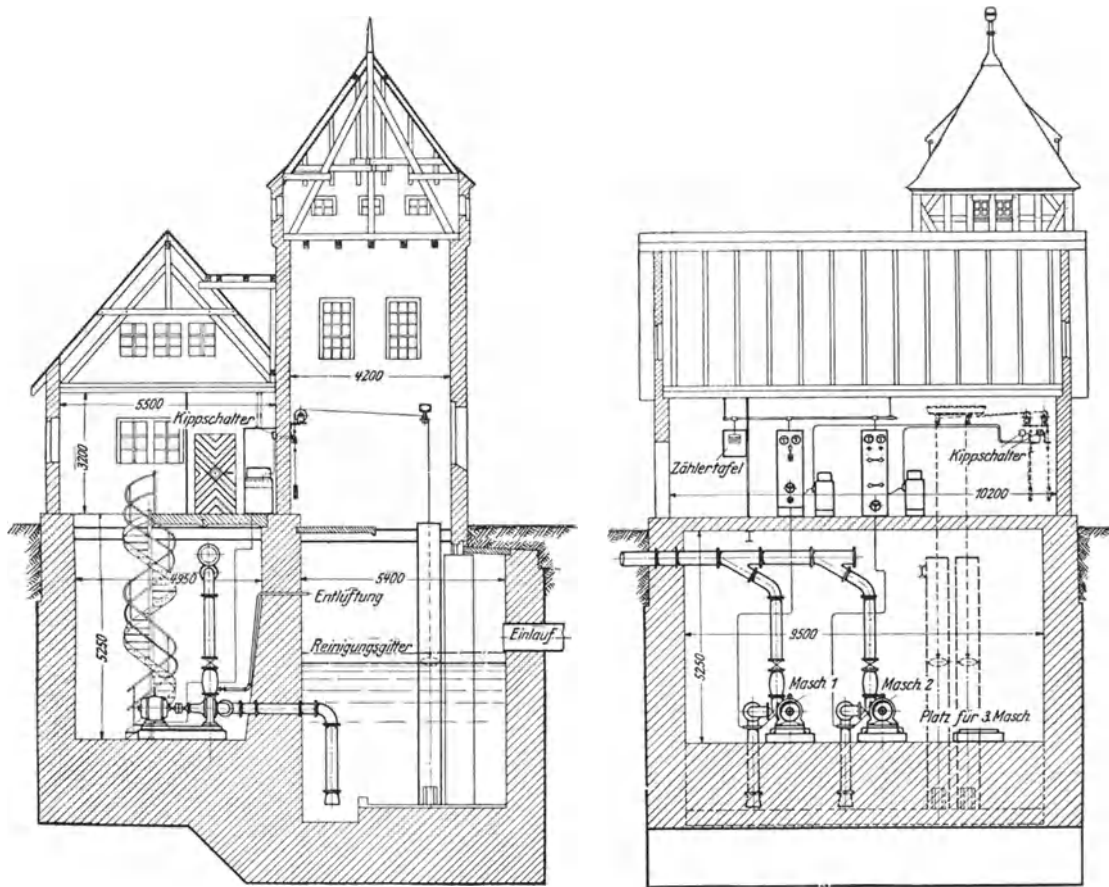


Abb. 707. Das Überpumpwerk Cöpenik

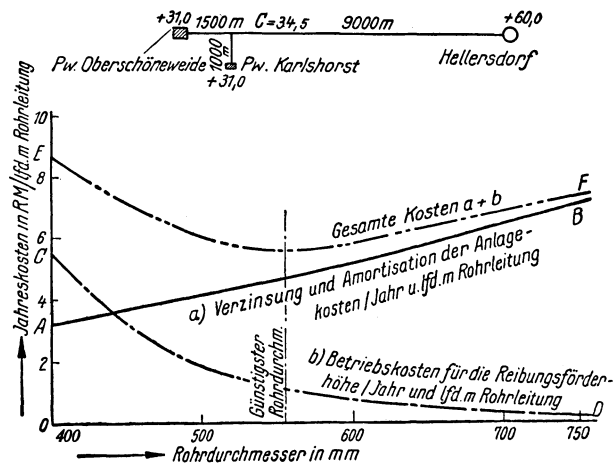


Abb. 708. Ermittlung des wirtschaftlichsten Durchmessers einer Druckrohrleitung für Abwasser

Untersuchung, bei der für mehrere Durchmesser die Summen aus dem Kapitalsdienst für den Bauaufwand und den Hebekosten infolge des Druckverlustes im Rohr gebildet und jener Durchmesser auf gesucht wird, für den diese Summe ihren Kleinstwert (Abb. 708) hat.

Literatur: Genzmer, E.: Die Entwässerung der Städte. Hdb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, 4. Bd., 5. Aufl. Leipzig: W. Engelmann. 1924. — Hahn, H. und Langheim, F.: Fünfzig Jahre Berliner Stadtentwässerung. Berlin: A. Metzner. 1928.

**Handbuch der Hydrologie.** Wesen, Nachweis, Untersuchung und Gewinnung unterirdischer Wasser: Quellen, Grundwasser, unterirdische Wasserläufe, Grundwasserfassungen. Von Zivilingenieur **E. Prinz**, Berlin. Zweite, ergänzte Auflage. Mit 334 Textabbildungen. XIII, 422 Seiten. 1923. Gebunden RM 18,—

---

**Lehrbuch der Hydraulik** für Ingenieure und Physiker. Zum Gebrauche bei Vorlesungen und zum Selbststudium. Von Professor Dr.-Ing. **Theodor Pöschl**, Prag. Mit 148 Abbildungen. VI, 192 Seiten. 1924. RM 8,40; gebunden RM 9,90

---

**Angewandte Hydraulik.** Von Dr.-Ing. **Felix Bundschu**. Mit 55 Abbildungen im Text. IV, 76 Seiten. 1929. RM 6,90

---

**Hydraulik in ihren Anwendungen.** Ein Leitfaden für Unterricht und Praxis von Professor Dr.-Ing. **Anton Staus**. („Maschinenuntersuchungen“, Band I.) Zweite, neu bearbeitete Auflage. Mit 131 Textabbildungen und 29 Zahlentafeln. X, 196 Seiten. 1926. RM 9,—; gebunden RM 10,50

---

**Aufgaben aus dem Wasserbau.** Angewandte Hydraulik. 40 vollkommen durchgerechnete Beispiele. Von Dr.-Ing. **Otto Streck**. Zweite, berichtigte Auflage. Mit 133 Abbildungen, 35 Tabellen und 11 Tafeln. IX, 362 Seiten. 1929. Gebunden RM 12,—

---

**Technische Hydrodynamik.** Von Professor Dr. **Franz Prášil**, Zürich. Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 109 Abbildungen im Text. IX, 303 Seiten. 1926. Gebunden RM 24,—

---

**Von der Bewegung des Wassers** und den dabei auftretenden Kräften. Grundlagen zu einer praktischen Hydrodynamik für Bauingenieure. Nach Arbeiten von Staatsrat Dr.-Ing. e. h. **Alexander Koch**, seinerzeit Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt, herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. **Max Carstanjen**. Nebst einer Auswahl von Versuchen Kochs im Wasserbau-Laboratorium der Darmstädter Technischen Hochschule zusammengestellt unter Mitwirkung von Studienrat Dipl.-Ing. **L. Hainz**. Mit 331 Abbildungen im Text und auf 2 Tafeln sowie einem Bildnis. XII, 228 Seiten. 1926. Gebunden RM 28,50

---

**Die Wasserbewegung im Dammkörper.** Erforschung der inneren Vorgänge im Wege von Versuchen. Von Ing. **Ignaz Schmied**, Hofrat i. R. Mit 150 Abbildungen im Text. VIII, 200 Seiten. 1928. RM 22,—

---

**Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken.** Von Dr. techn. **Armin Schoklitsch**, o. ö. Professor des Wasserbaues an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn. Mit 124 Abbildungen im Text. IV, 108 Seiten. 1926. RM 8,70; gebunden RM 10,20



**Technische Gesteinkunde** für Bauingenieure, Kulturtechniker, Land- und Forstwirte, sowie für Steinbruchbesitzer und Steinbruchtechniker. Von Ing. Dr. phil. **Josef Stiny**, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule in Wien. Zweite, vermehrte und vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 422 Abbildungen im Text und 1 mehrfarbigen Tafel, sowie einem Beiheft: „Kurze Anleitung zum Bestimmen der technisch wichtigsten Mineralien und Felsarten. VIII, 550 Seiten. 1929. Gebunden RM 45,—

---

**Ingenieurgeologie.** Herausgegeben von Dr. **Karl A. Redlich**, o. ö. Professor der Deutschen Technischen Hochschule Prag, Dr. **K. v. Terzaghi**, o. ö. Professor des Institute of Technology, Cambridge, Mass., Dr. **R. Kampe**, Direktor des Quellenamtes Karlsbad, Privatdozent der Deutschen Technischen Hochschule Prag. Mit Beiträgen von Bergdirektor Dr. H. Apfelbeck, Ing. H. E. Gruner, Dr. H. Hlauscheck, Privatdozent Dr. K. Kühn, Privatdozent K. Preclik, Privatdozent Dr. L. Rüger, Dr. K. Scharrer, o. ö. Professor Dr. A. Schoklitsch, Mit 417 Abbildungen im Text. X, 708 Seiten. 1929. Gebunden RM 57,—

---

**Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis.** Von Privatdozent Dr.-Ing. **Joachim Schultze**, Berlin. Mit 76 Textabbildungen. V, 138 Seiten. 1924. RM 6,—; gebunden RM 7,—

---

**Der Brunnenbau.** Von **Franz Bösenkopf**, Brunnenmeister in Wien. Mit zahlreichen Beispielen ausgeführter Brunnenbauten und deren Berechnung, sowie mit 141 Abbildungen, 6 Tafeln und 5 Tabellen. VI, 178 Seiten. 1928. RM 10,—; gebunden RM 11,20

---

**Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen.** Ein Beitrag zur Theorie und praktischen Berechnung von Absenkungsanlagen von Dr.-Ing. **Hermann Weber**, Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft. Mit 22 Textabbildungen. V, 58 Seiten. 1928. RM 4,50

---

**Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen.** Von Oberingenieur Dr.-Ing. **Willy Sichardt**, Regierungsbaumeister a. D. Mit 40 Textabbildungen. V, 89 Seiten. 1928. RM 7,50

---

**Untersuchung des Wassers an Ort und Stelle.** Von Professor Dr. **Hartwig Klut**, Wissenschaftliches Mitglied der Preußischen Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene in Berlin-Dahlem. Fünfte, neubearbeitete Auflage. Mit 40 Abbildungen. VI, 182 Seiten. 1927. RM 7,80

---

**Die Untersuchung und Beurteilung des Wassers und des Abwassers.** Ein Leitfaden für die Praxis und zum Gebrauch im Laboratorium. Von Geh. Reg.-Rat Dr. **W. Ohlmüller**, früher Vorsteher des Hygienischen Laboratoriums im Reichsgesundheitsamt, und Geh. Reg.-Rat Professor Dr. **O. Spitta**, Privatdozent der Hygiene an der Universität Berlin und Vorsteher des Hygienischen Laboratoriums im Reichsgesundheitsamt. Vierte, neu bearbeitete Auflage. Mit 96 Textfiguren und 6 zum Teil mehrfarbigen Tafeln. XVI, 382 Seiten. 1921. RM 12,—; gebunden RM 14,50

---

**Wasserversorgung mittlerer und kleiner Städte und Ortschaften.** (Entwerfung und Ausführung.) Nebst einer Abhandlung über den Schätzwert von Quellen. Von Oberingenieur **Rudolf Müller**, Wien. Zweite Auflage. (Band XI der „Technischen Praxis.“) Mit 135 Figuren im Text, 17 Tafeln und 17 Tabellen. 235 Seiten. 1920. Gebunden RM 3,50

**Der Zement.** Herstellung, Eigenschaften und Verwendung. Von Dr. **Richard Grün**, Direktor am Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Mit 90 Textabbildungen und 35 Tabellen. IX, 173 Seiten. 1927. Gebunden RM 15,—

---

**Der Beton.** Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Dr. **Richard Grün**, Direktor am Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Mit 54 Textabbildungen und 35 Tabellen. X, 186 Seiten. 1926. RM 13,20; gebunden RM 15,—

---

**Bemessungstabellen für Eisenbetonkonstruktionen.** Tabellen zum Ablesen der Momente, der Bewehrungen für einfach und doppelt bewehrte Platten, Balken und Plattenbalken bei Verwendung von gewöhnlichem und hochwertigem Zement und Eisen bzw. Stahl, mit Berücksichtigung der Spannungen im Steg und Tabellen für das sofortige Ablesen von Stützenquerschnitten und Bewehrungen auch bei Knickgefahr. Von Baurat **Paul Gödel**, Beratender Ingenieur in Leipzig. IV, 231 Seiten. 1927. Geb. RM 22,—

---

**Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton.** Von Dr.-Ing. **Alfred Mehmel**. Mit 30 Textabbildungen. IV, 74 Seiten. 1926. RM 6,60

---

**Wasserdurchlässigkeit von Beton** in Abhängigkeit von seinem Aufbau und vom Druckgefälle. Von Dr.-Ing. **Gustav Merkle**. Mit 33 Textabbildungen. IV, 66 Seiten. 1927. (Mitteilungen des Instituts für Beton und Eisenbeton der Technischen Hochschule in Karlsruhe i. B. Leitung: E. Probst-Karlsruhe i. B.) RM 5,10

---

**Kanaldichtungen.** Feststellungen über praktische Ergebnisse bei Verwendung von „SIKA“ zum Dichten und Verputzen von Kanälen. Von Dr.-Ing. e. h. **J. Brix**, Geheimem Regierungsrat und Professor an der Technischen Hochschule in Charlottenburg. Mit 10 Textabbildungen. 16 Seiten. 1929. RM 0,80

---

**Feststellungen über das Verhalten von SIKA-Verputzen gegenüber der Einwirkung von Kondenswassern in Heißwasser-Behältern.** Von Professor Dr.-Ing. h. c. **M. Roš**. 1928. RM 0,50

---

**Feststellungen über das Verhalten von SIKA-Dichtungen gegenüber der Einwirkung kalkarmer oder gipshaltiger Gebirgs-Wasser in den Tunneln der Gotthardlinie der Schweizerischen Bundesbahnen.** Von Professor Dr.-Ing. h. c. **M. Roš**. Mit einer Tafel. 17 Seiten. 1928. RM 1,20

---

**Die rationelle Bewirtschaftung des Betons.** Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. **Arnold Agatz**, Bremen. (Erweiterter Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur“, Zeitschrift für das gesamte Bauwesen, 7. Jahrgang, 1926, Heft 34, 36 und 37.) Mit 60 Abbildungen. IV, 124 Seiten. 1927. RM 7,50

---

**Organisation und Betriebsführung der Betontiefbaustellen.** Von Baurat Dr.-Ing. **Arnold Agatz**, Bremen. Mit 29 Abbildungen und Musterformularen. 88 Seiten. 1923. RM 3,60

**Der Verkehrswasserbau.** Ein Wasserbau-Handbuch für Studium und Praxis. Von **Otto Franzius**, o. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. Mit 1022 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. XII, 839 Seiten. 1927. Gebunden RM 78,—

---

**Kulturtechnischer Wasserbau.** Von **E. Krüger**, Geh. Regierungsrat, ord. Professor der Kulturtechnik an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu Berlin. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil: Wasserbau, 7. Band.) Mit 197 Textabbildungen. X, 290 Seiten. 1921. Gebunden RM 9,50

---

**See- und Seehafenbau.** Von Reg.- und Baurat Professor **H. Proetel**, Magdeburg. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil: Wasserbau, 2. Band.) Mit 292 Textabbildungen. X, 221 Seiten. 1921. Gebunden RM 7,50

---

**Kanal- und Schleusenbau.** Von Regierungs- und Baurat **Friedrich Engelhard**, Oppeln. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil: Wasserbau, 4. Band.) Mit 303 Textabbildungen und einer farbigen Übersichtskarte. VIII, 262 Seiten. 1921. Gebunden RM 8,50

---

**Die Staumauern.** Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke von Dr.-Ing. **N. Kelen**. Mit 307 Textabbildungen und Bemessungstafeln. VIII, 294 Seiten. 1926. Gebunden RM 39,—

---

**Der Grundbau.** Von Professor **O. Franzius**, Hannover. Unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von Regierungsbaumeister a. D. **O. Richter**, Frankfurt a. M. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil: Wasserbau, 1. Band.) Mit 389 Textabbildungen. XIII, 360 Seiten. 1927. Gebunden RM 28,50

---

**Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel.** Von Baurat Dipl.-Ingenieur **G. Hetzell** und Oberbaurat Dipl.-Ingenieur **O. Wundram**, Hamburg. Mit 436 Textabbildungen. VI, 399 Seiten. 1929. Gebunden RM 35,—

---

**Taschenbuch für Bauingenieure.** Unter Mitwirkung von Fachleuten herausgegeben von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. **Max Foerster**, Dresden. Fünfte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3238 Textfiguren. In zwei Bänden. XIX, 1115 Seiten und II, 1422 Seiten. 1928. Gebunden RM 42,50

Das Taschenbuch enthält u. a. folgende Abschnitte: **Wasserbau und Wasserwirtschaft:** Grundbau. Uferbau. Gewässerkunde. Flußbau. Wehre. Schleusen. Kanalisierung der schiffbaren Flüsse. Schifffahrtskanäle (Binnenschifffahrt). Flußhäfen. Landwirtschaftlicher Wasserbau. Seebau. Schifffahrt. Talsperren. Ausbau der Wasserkräfte. — **Wasserversorgung der Städte:** Allgemeine Feststellungen. Die Gewinnung des Wassers. Die Wasserrohrleitungen und die Wasserrohrnetze. Die Hebung des Wassers. Die einzelnen Bauteile. Die Reinigung des Wassers. Der Wasserpreis und dessen Festsetzung. — **Entwässerung der Städte:** Anordnung des Entwässerungsnetzes. Einzelheiten der Entwässerungsanlagen. Reinigung der Entwässerungsleitungen. Die Klärung und Reinigung der Abwässer. Die Entwässerung der Kleinsiedelungen.