

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100212717

L 130

kl

Leitende Grundsätze für die
Entwässerung von Ortschaften



Städt. Schwemmkanalisation Kaditz b. Dresden

Joh. Odorico

Dresden

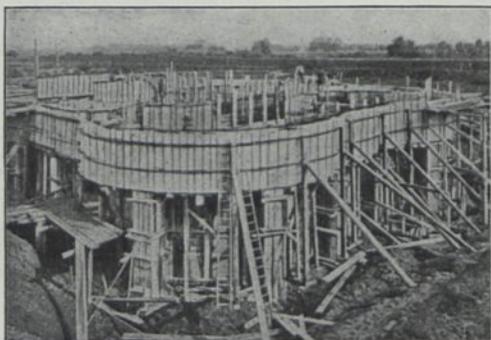
Inhaber:
Ing. R. Wortmann

**Eisenbeton-
u. Stampfbeton-
Bauten**

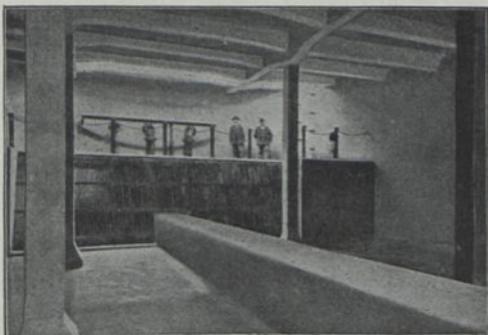
**für Hoch-
und
Tiefbau**

♦♦♦♦

**Wehr- u. Schleusen-
bauten, Ufer- und
Stützmauern**



Kläranlage Görlitz. System Emscher Brunnen.



Sandfang in Eberswalde. Eisenbetongrundplatte mit Stampfbetonwänden, 7° Wasserdruck.

**Fundierungen
Behälter jeder
Art und Größe
Kläranlagen
Haubenkanäle
Sandfänge
etc. etc.**

Gasmotoren-Fabrik Deutz

Cöln-Deutz.

Komplette Pumpwerksanlagen

(Pumpen- und Antriebsmaschinen)

für städtische Wasserwerke
und Kanalisations-Anlagen mit Deutzer
Motoren für Leuchtgas, Sauggas, flüs-
sige Brennstoffe sowie Diesel-Motoren.

750 Anlagen mit über **1700 PS.** ausgeführt.

Deutzer Sauggasmotoren-Anlagen

für den Betrieb mit Anthrazit, Koks
:: und Braunkohlen-Briketts, sowie ::

Deutzer Diesel-Motoren

mit billigen Treibölen arbeitend wie
:: Paraffinöl, Gasöl, Steinkohlenteeröl ::

vorzügl. geeignet als Antriebsmaschinen
in Elektrizitäts- und Wasserwerken.

A. BORSIG

Gegr. 1837

BERLIN-TEGEL

14000 Arb.

(Eigene Gruben und Hüttenwerke)

PUMPEN

KOLBENPUMPEN
KREISELPUMPEN
MAMMUT-PUMPEN

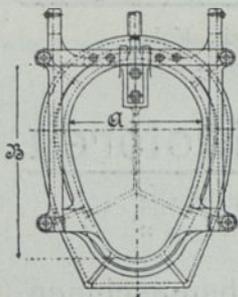
Man verlange Katalog Nr. 285.

Gebr. Barnewitz, Dresden A.

Eisen- und Metallgießerei, Maschinenfabrik.

Gegründet 1865

Fernruf 15, 3414.



**Spezialität: Gußeiserne
Beschleunigungs-Gegenstände.**

Abdeckungen, Sinkkasten, Einlaufgitter,
Sandfänge, Fettfänge, Rückstauklappen.

Kanalschieber

für Ei- und Kreisprofile.
Handzug- — Spindelschieber.

**Gußeiserne Rohre
:: und Façons. ::**

Für die Schwemmkanalisation Dresden Schieber für die Profile bis
2,5 × 2,5, sowie 1,80 × 3,30 m lichte Durchmesser ausgeführt.

Man verlange Preisliste!

Leitende Grundsätze

für die

Entwässerung von Ortschaften

Von
Ingenieur Friedr. Paul Böhm
in Döbeln

2. vermehrte und verbesserte Auflage

Mit zahlreichen Textabbildungen
und einigen graphischen Darstellungen



1911. 1317.
Leipzig

H. A. Ludwig Degener
1911.



In. 20584.



350466 L/1

Vorwort zur zweiten Auflage.

Das vorliegende Buch sollte ursprünglich nur eine gedrängte Darstellung der hauptsächlichsten Grundsätze für die Entwässerung von Ortschaften sein, um insbesondere die Aufstellung und Ausführung von Ortsentwässerungsplänen zu erleichtern. Bei der angestrebten Kürze sind indes verschiedene nicht unbeachtliche Punkte entweder nur kurz gestreift worden oder ganz unberücksichtigt geblieben, und über diese und manche andere Unvollkommenheiten war sich der Verfasser schon von vornherein klar. Trotz dieser Lücken war die erste Auflage des Buches aber schon in verhältnismäßig kurzer Zeit vergriffen, ein Beweis, daß das Buch auch einem Bedürfnisse entsprochen hat.

Der Verfasser sieht sich veranlaßt, der Fachpresse für die freundliche Beurteilung der ersten Auflage des Buches und für die gegebenen Anregungen zu danken. Er bittet auch für die vorliegende zweite erweiterte und verbesserte Auflage um freundliche Aufnahme. Die bei der ersten Auflage erkannten Mängel und Lücken bei der vorliegenden Neubearbeitung nach Möglichkeit zu beseitigen, ist der Verfasser bestrebt gewesen, ohne natürlich in diesem kurzen Abriß alles vollständig behandeln zu

können. Der Verfasser dankt ferner für die ihm jetzt wieder durch Beiträge und Abbildungen geleistete Mitarbeit, für die ermunternden Zuschriften und Anregungen aus Fach- und Freundeskreisen, nicht zum mindesten aber auch der Verlagsbuchhandlung H. A. Ludwig Degener in Leipzig für die gediegene Ausführung und Ausstattung des Buches und für das durch niedrige Preisstellung den Lesern gebrachte Entgegenkommen.

Döbeln, Sachsen, im Herbst 1910.

Friedrich Paul Böhm.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Notwendigkeit einer geregelten Wohnstätten-Entwässerung . . .	1
Grundlegende Voruntersuchungen und Feststellungen:	
Entwässerungssysteme	2
Abzuführende Wassermengen:	5
Brauchwassermenge	5
Regenwasser. a) Sturzregen:	7
Versickerung	9
Abflußverzögerung	11
Ermittlung der Abflußverzögerung nach einem neuen graphischen Verfahren	15
Abflußplan	19
b) Dauerregen	24
Umfang des Entwässerungsgebietes. — Planunterlagen	25
Anordnung des Kanalnetzes:	
Richtung der Kanäle	30
Tiefenlage	30
Lage im Straßenkörper	31
Lichtweite	32
Gefälle	32
Kanalquerschnitte	34
Längsprofil der Kanäle und Verbindung der Kanäle untereinander	37
Entlastungsanlagen	38
Die Berechnung der Kanäle:	
Die gebräuchlichen Rechenformeln	39
Die graphischen Tabellen des Verfassers	41
Längenprofils- und Gefällsfeststellung der Kanäle	49
Abflußmengen- und Kanalweiten-Ermittlung von Ent- wässerungsgebieten	51
Kanalberechnung nach graphisch ermittelter Abfluß- verzögerung	56

	Seite
Anordnung und Berechnung der Regenüberfälle der Vollkanalisationen	62
Kleinere Wasserläufe im Entwässerungsgebiete	68
Die Bauausführung:	
Baustoffe:	73
Kanäle aus Werksteinen	73
Unbearbeitete Bruchsteine	74
Ziegelmauerwerk	75
Kanäle aus Beton	77
Kanäle aus fertigen Ton- oder Betonröhren	80
Kanäle aus Eisenbeton	82
Einzelherstellungen:	91
Einsteigeschächte	92
Zusammenführungen größerer Kanäle	95
Gefällsabstürze	95
Lampen- oder Lichtlöcher	96
Regenüberfälle	97
Unterleitungen (Düker)	99
Kanalmündungen	100
Straßenwassereinläufe	101
Die Senkung zu hoher Grundwasserstände	106
Einrichtungen zur Reinhaltung der Kanäle:	
Spüleinrichtungen	107
Lüftungseinrichtungen	115
Reinigungsgeräte	116
Hausleitungen	119
Die Hebung des Kanalwassers:	
Allgemeines	129
Wasserhebungsmaschinen (Pumpen)	131
Betriebskraft und Kraftmaschinen	136
Die Reinigung und Unterbringung der Kanalwässer:	
Allgemeines	157
Die chemische Abwasserreinigung	161
Die mechanische Abwasserreinigung:	
Allgemeines	163
Der Frankfurter Rechen	166
Siebschaukelrad System und Patent Geiger	168
Der Hamburger Förderrechen (System Brunotte) . .	170
Die Riensch'sche Separatorscheibe	174
Das Absetzverfahren	179

	Seite
Das Faulverfahren	184
Größenbemessung der Absetz- und Faulräume	184
Klärbrunnen und -Türme:	189
Emscherbrunnen	190
Kremer-Apparat	192
Röckner-Rothe-Verfahren	192
Dr. Degeners Kohlebreiverfahren	193
Die biologische Abwasserreinigung:	195
Füll- oder Staufilter	196
Tropffilter	199
Größe und Beanspruchung der Filter	204
Gemischter Reinigungsbetrieb	205
Das Rieselfverfahren	210
Kleinere Abwasser-Kläranlagen	213
Der Klärschlamm	216
Die Kostendeckung	221



Notwendigkeit einer geregelten Wohnstätten-Entwässerung.

Gutes Wasser und reine Luft sind die Haupt-
erfordernisse für gesunde Heimstätten. Die Be-
nutzung im menschlichen Haushalte bewirkt aber eine
bedeutende Verunreinigung des Wassers und ins-
besondere eine Sättigung mit Stoffen, die zahllose
Krankheitserreger enthalten, leicht in Fäulnis über-
gehen und die Luft ungemein verschlechtern. Aus
diesen Gründen ist die Beseitigung der Abwässer
fast ebenso wichtig für die Gesundheit der Bewohner
wie ein ständiger Vorrat frischen Wassers.

Andererseits läßt aber die enge Besiedelung
bestimmter Landflächen und das Wachstum bewohnter
Ortschaften als einzige Möglichkeit einer unschäd-
lichen Abwässerbeseitigung nur die Fortleitung der
Abwässer übrig, denn nur dadurch kann der Ver-
seuchung des Untergrundes dichter Wohngebiete und
der Entstehung und Ausbreitung von Krankheits-
herden und Seuchen mit Erfolg vorgebeugt werden.
Ein vollständiger und dauernder gesundheitlicher
Erfolg ist indes nur dann zu erzielen, wenn die Fort-
leitung der Abwässer einschließlich der mehr oder
minder verunreinigten Regenwässer in geschlossenen
und dichten Kanälen geschieht, eine Maßregel, die
auch meist im Verkehrsinteresse erwünscht ist, die
aber zugleich die Gewähr gibt, daß üble und gesund-
heitsschädliche Gerüche und Ausdünstungen vermieden

werden. Eine weitergehende und mehr die Allgemeinheit betreffende Forderung besteht in einer zweckmäßigen Reinigung und Unterbringung der Kanalwässer. Der Erfolg dieser weiteren Maßnahme besteht in der wegfallenden Verunreinigung der Vorflutgewässer und Grundwasserströmungen.

Die zweckmäßige Beseitigung der häuslichen Abwässer und die sonstige Entwässerung der Ortschaften zwingt somit schon bei geringerer Ortsgröße und Einwohnerzahl zu einer Aufgabe der bisherigen notdürftigen und gesundheitsschädlichen Senkgruben und zu einem Fallenlassen der offenen Graben- und Rinnenentwässerung, dafür aber zur Einrichtung einer regelrechten Kanalisierung. In der Tat sind diese den Ortsverwaltungen gestellten Aufgaben besonders in der gegenwärtigen Zeit die wichtigsten und bedeutungsvollsten, während die Unterlassung dieser Erfordernisse die folgenschwerste Verantwortung hervorrufen kann.

Die Art mit welcher die geregelte Entwässerung einer Ortschaft durchzuführen ist, kann naturgemäß nicht überall die gleiche sein, denn sie ist von zu vielen örtlichen Umständen abhängig. Überall wird man aber bestimmte Grundsätze und Regeln zu beachten haben, damit die oft mit großen Geldopfern verbundenen Anlagen ihrem Zwecke jederzeit zu entsprechen vermögen.

Grundlegende Voruntersuchungen und Feststellungen.

Entwässerungssysteme. Schon von Anfang an muß darüber Klarheit geschaffen werden, ob die Abführung der Brauch-, Schmutz- oder Abfallwässer mit den

Regenwässern in gemeinsamen Rohrleitungen erfolgen soll, oder ob aus irgendwelchen Gründen die Schmutzwässer von den Regenwässern getrennt abzuführen sind. Während man im ersten und weitaus häufigeren Falle von einem Voll- oder Sammelsystem spricht, bezeichnet man den zweiten und etwas selteneren Fall als Trennsystem. Ein teilweises Trennsystem entsteht dann, wenn in den Schmutzwasserkanälen nur ein Teil des niederfallenden Regenwassers abgeführt werden soll.

In der Regel ist unter normalen Verhältnissen, also bei genügendem Gefälle und einem entsprechenden nicht zu wasserarmen Vorflutgewässer die Ausführung eines gemeinsamen Kanalnetzes billiger und vorteilhafter, als die getrennte Abführung der Haus- und Regenwässer in zwei verschiedenen Kanalnetzen. Dagegen ist die Anwendung des Trennverfahrens besonders da zu erwägen, wo die tiefe Lage des Ortes oder Ortsteiles eine künstliche Hebung des Kanalwassers bedingt. Im letzteren Falle wird das Regenwasser meist in flachliegenden und vielfach offenen Leitungen abgeführt, so daß es die Vorflut mit natürlichem Gefälle erreichen kann. Es wird sich dann nur um die Hebung des Wassers der tieferliegenden Schmutzwasserkanäle handeln, also um wesentlich geringere Mengen, für welche natürlich auch nur ein wesentlich kleineres und billigeres Pumpwerk nötig ist. Aber auch bei ausreichenden Gefällsverhältnissen wird die Ausführung des Trennsystems mitunter dann in Frage kommen, wenn für die Kanalwässer nur eine sehr wasserarme Vorflut vorhanden, und wenn von den Aufsichtsbehörden ein hoher Reinheitsgrad für die einzuleitenden Schmutzwässer vorgeschrieben ist. Die dauernde Reinigung von

Regen- und Schmutzwässern würde in diesem Falle erhebliche Schwierigkeiten und einen zu umfangreichen und kostspieligen Reinigungsbetrieb erfordern. Im Allgemeinen wird der geschlossenen Einleitung von mit Hauswässern nicht vermischten Regenwässern selbst bei den wasserärmsten Vorflutverhältnissen in der Regel keine Schwierigkeit bereitet.

Wird mit einem Sammelsysteme auch noch die Abführung der Abtrittsstoffe bezweckt, so spricht man von einer Schwemmkanalisation. Diese Entwässerungsmöglichkeit kommt aber in der Regel nur bei größeren und wasserreichen Flüssen in Frage. Die Anwendung einer entsprechenden mechanischen Reinigung der Kanalwässer ist in diesem Falle nicht zu umgehen.

Der Wahl des einen oder anderen Entwässerungssystems haben demgemäß sorgfältige sachgemäße Vorerörterungen und Kostenberechnungen voranzugehen. In besonderen Fällen kann das vorteilhafteste und billigste Entwässerungsverfahren nur nach vollständigen Plänen und Kostenberechnungen für die eine oder andere Entwässerungsart bestimmt werden. Hierbei sind dann aber nicht nur die Kosten für den Bau und die Unterhaltung des Kanalnetzes, sondern auch die Bau- und Betriebskosten von Reinigungsanlagen, Pumpwerken usw. zu berücksichtigen. Allen Beschleunigungsplänen haben deshalb neben den geometrischen Arbeiten noch eingehende Untersuchungen voranzugehen über die Größe und spätere Bebauung der Zuflußgebiete, die Ergiebigkeit und Häufigkeit von Regenfällen, über die Durchlässigkeit des Untergrundes, die zu erwartende Bevölkerungsdichte und den damit zusammenhängenden Wasserverbrauch, über die Wasserverhältnisse der Vorflut-

gewässer auch hinsichtlich der Dauer, Zahl und Höhe von Wasseranschwellungen und über alle sonstigen den Beschleunigungsplan beeinflussenden Umstände.

Abzuführende Wassermengen. Von großer Bedeutung bei der Aufstellung von Beschleunigungsplänen ist die Bestimmung der durch das Kanalnetz abzuführenden Wassermengen. Je größer die Abflussumengen angenommen werden, um so teurer wird das Kanalnetz. Eine billige Schleusenanlage mit nicht zu großen Kanalprofilen kommt erfahrungsgemäß leichter zustande als eine teure, und der wichtigste Zweck der Beschleunigung — die aus gesundheitlichen Gründen notwendige Ableitung der Schmutzwässer — wird infolge dessen früher erreicht. Andererseits darf aber insbesondere die Menge des abzuführenden Regenwassers durchaus nicht unterschätzt, die Schleusenanlage also nicht mit zu kleinen Kanälen ausgeführt werden, wenn häufige Überschwemmungen von tiefliegenden Gebäuden, oder von ganzen Straßen und Ortsteilen vermieden werden sollen.

Gegenüber den Regenwässern sind hinsichtlich ihrer Menge die Haus- oder Brauchwässer mit Einschluß etwaiger Spülwässer von Wasserklosettanlagen, die Fabrik-, Grund- und Schneeschmelzwässer nur von geringer Bedeutung.

Brauchwassermenge. Die Menge der abzuführenden häuslichen Brauch- und Schmutzwässer wird mit Rücksicht auf die Bevölkerungsdichte eines Ortes am besten auf den pro Kopf und Tag entfallenden Wasserverbrauch bezogen. Dieser Wasserverbrauch schwankt etwa zwischen 50 und 150 Litern, doch können allgemein zutreffenden Zahlen hierfür nicht angegeben werden. Immerhin kann aber auf Grund vielfacher

Beobachtungen ein Durchschnittsverbrauch von 80 bis 120, im Mittel also von 100 Litern pro Kopf und Tag als ausreichend angesehen werden. Da indes der Tagesverbrauch nicht in allen Tagesstunden ein gleicher, sondern stark veränderlich ist, so ist es nötig, daß für die Abführung der Schmutzwässer der Größtverbrauch in Rechnung gestellt wird. Dessen Stundenmaximum beträgt etwa 10 % des Tagesverbrauchs, im Mittel also 10 Liter.

Nötig ist nun noch, die zu erwartende Bevölkerungsdichte des zu beschleunenden Ortes auf die zu bebauende Flächeneinheit zu beziehen, wobei die örtlichen Bauvorschriften über die zulässige Bauweise, die Zahl der Geschosse, der Wohnungen, der bewohnbaren Hintergebäude usw. einen Anhalt bieten. Wenngleich auch in Deutschland besonders in den alten Innenteilen der großen Städte häufig 700 bis 1000 Einwohner auf einer 1 ha großen Fläche wohnen, so können für neuere Verhältnisse doch wohl folgende Bevölkerungsdichten als im großen und ganzen zutreffende Mittelwerte angesehen werden. Es wohnen durchschnittlich auf 1 ha großen Fläche

1. in den inneren älteren Stadtteilen
(Geschäftsviertel usw.) = 250—300 Einw.
2. in den anschließenden neueren
Ortsteilen mit geschlossener
Bebauung = 200—250 Einw.
3. in den mitteldicht (halboffen) be-
bauten Teilen = 130—200 Einw.
4. in den weiträumigen, offen be-
bauten Teilen (Villenvierteln) = 80—130 Einw.

Unter der Annahme einer stündlichen Abflußmenge von 10 Litern für jeden Kopf der Bevölkerung,

das sind $\frac{10}{60 \cdot 60} = \text{rd. } 0,003 \text{ sekl.}$, würde der größte

Schmutzwasserabfluß

zu 1. = 0,75—0,90 Sekl./ha

„ 2. = 0,60—0,75 „

„ 3. = 0,39—0,60 „

„ 4. = 0,24—0,39 „

betragen. In Fabrikvierteln mit vielen Fabrikwässern ist eine entsprechende Vergrößerung der Abflußzahlen anzunehmen.

Regenwasser. Für die Ermittlung der abzuführenden Regenmengen sind hauptsächlich Sturzregen maßgebend. Beobachtungen über Stärke, Dauer und Ausdehnung dieser Regen haben gezeigt, daß die heftigsten wolkenbruchartigen Regenfälle meist nur kurze Zeit anhalten, sich auch stets auf kleinere Flächen erstrecken, als die weniger heftigen, dafür aber länger anhaltenden und über große Gebiete niedergehenden Dauer- oder Landregen. Es wäre nun aber durchaus ungerechtfertigt, wenn man ein Kanalnetz für die allergrößten, vielleicht in zwei- bis fünfjährigen Zwischenräumen nur einmal auftretenden Wolkenbrüche bemessen wollte, denn der damit erreichte Vorteil und Nutzen steht zu den großen Kosten solcher Kanalbauten durchaus in keinem Verhältnisse. Die Annahme eines Mittelweges unter Inkaufnahme dieser durch höhere Gewalt hervorgerufenen äußerst seltenen Regenfälle und ihrer Übel und Nachteile ergibt sich also schon von selbst.

Bei der Planung von Kanalisationsanlagen verdienen vor allem jene häufigeren Regenfälle Beachtung, welche sich etwa bis zur Dauer einer Stunde erstrecken und minutliche Niederschlagshöhen von

0,25 bis 1,00 mm ergeben, was einer sekundlichen Regenmenge $Q = 42$ bis 167 l/ha entspricht. Äußerst zweckmäßig erweist sich hierbei die Verwertung der Ergebnisse selbstzeichnender Regenmesser. Es ist zu beachten, daß zur Beurteilung der Regenstärken als Zeiteinheit nur die Minute maßgebend sein kann, da die vielfach übliche Beziehung auf die Stundeneinheit falsche Schlüsse ergibt. Eine Ordnung der Regenfälle eines etwa zehnjährigen Beobachtungszeitraumes nach einer Dauer von 1—5, 5—10, 10—15, 15—20, 20—25 . . . 55—60 Minuten usw. wird bei entsprechender zeichnerischer Darstellung der durchschnittlichen Niederschlagshöhen eine gewisse Gesetzmäßigkeit und einen kurvenartigen Verlauf der Regenstärkenlinie erkennen lassen. Insbesondere wird als Regel eine bestimmte Stärkenzunahme mit Verminderung der Regendauer ihre Bestätigung finden. Selbstverständlich wird man bei einer derartigen Feststellung von Gebrauchswerten die in mehrjährigem Zeitraume nur vereinzelt auftretenden außergewöhnlich hohen Regenfälle als höhere Gewalt ausscheiden, andererseits aber auch vereinzelt geringere Regenstärken unbeachtet lassen.

Für Ortsentwässerungen sind im allgemeinen Regenfälle von 15 bis 25 Minuten Dauer mit sekundlichen Regenmengen $Q = 50$ bis 120 sekl./ha ausschlaggebend.

Nach Baumeister ist für deutsche Verhältnisse unter Berücksichtigung der örtlichen Regenhöhen $Q = 70$ bis 150 sekl. für 1 ha Zuflußgebiet anzunehmen; nach Bürkli gilt $Q = 120$ sekl. als Grenze der Sicherheit.

Nach Knauff kann die der Schleusenberechnung zu grunde zu legende Niederschlagsmenge angenähert

nach der jährlichen Niederschlagshöhe h aus der Formel

$$Q = 63 + 0,4 h$$

ermittelt werden. h ist hierbei in cm einzusetzen. Mangels anderer Unterlagen wird man sich in diesen Fällen aus Regen- oder Niederschlagskarten oder aus den Berichten von Wetterwarten Auskunft holen müssen. In Deutschland beträgt die jährliche Niederschlagshöhe im großen Durchschnitt 66 cm; in Danzig = 47,5, in Berlin = 59,7, in Darmstadt = 66,5, in Karlsruhe = 72,3 cm. Nach obiger Formel würde unter Zugrundelegung der vorgenannten jährlichen Niederschlagshöhen die Regenwassermenge Q für Danzig = 82, für Berlin = 87, für Darmstadt = 90, für Karlsruhe = 92 sekl./ha betragen. In Wiesbaden werden = 97, in Posen = 100, in Mainz = 111, in Düsseldorf = 113, in Mannheim = 125, in Königsberg i. Pr. sogar 168, in Freiburg i. B. = 180 sekl./ha Regenmenge angenommen.

Bemerkt sei noch, daß häufige und ergiebige Sturzregen besonders in jenen Gegenden auftreten, wo starke Luftströmungen erst über große, wasserverdunstende Flächen hinstreichen und dann von steilen Bergzügen aufgehalten werden. Überhaupt nimmt die Summe der Jahres-Niederschläge zu mit der Höhenlage der Orte über dem Meeresspiegel. In diesen Gegenden wird naturgemäß eine größere Regenmenge anzunehmen sein, als im trockenen und ebenen Flachlande.

Versickerung. Von der auf den Boden gefallenen Regenmenge gelangt nur ein Teil in die Kanäle, während der andere Teil in der Hauptsache versickert. Die Verdunstung kann bei den hier in Betracht kommenden und nur kurze Zeit anhaltenden

Sturzregen erklärlicherweise nur sehr gering sein. Die Versickerung ist um so größer, je Wasseraufnahmefähiger, durchlässiger und ebener, um so kleiner, je dichter, wassergesättigter und geneigter der Erdboden ist. Auf dichtüberdachte Gebäudeflächen, asphaltierte, dichtgepflasterte und stark geneigte Straßen auffallendes Regenwasser fließt fast vollständig ab; Gartenanlagen, Wiesen, Äcker, bewaldete Flächen, Moore usw. lassen je nach der Bodenbeschaffenheit, Durchlässigkeit und Aufsaugefähigkeit, sowie nach der größeren oder geringeren Neigung nur wenig oder gar kein Wasser abfließen.

Nach Prof. Frühling beträgt der zum Abfluß gelangende Teil ζ der Niederschlagswässer

1. für den alt. dicht bebauten Kern der Städte $\zeta = 0,7 - 0,9$
2. für die anschließenden neueren Stadtteile
bei geschlossener Bebauung $\zeta = 0,5 - 0,7$
3. für Villenviertel u. landläufige Bebauung $\zeta = 0,25 - 0,5$
4. für Übungsplätze und die unbebauten
Flächen der Bahnhöfe $\zeta = 0,1 - 0,3$
5. für Anlagen, Gartenflächen, sowie die
nach dem Stadtgebiet entwässernden
Wiesen und Äcker je nach
Neigung u. Bodenbeschaffenheit $\zeta = 0,05 - 0,2$
6. für die nach dem Stadtgebiet ent-
wässernden Waldflächen desgl. $\zeta = 0,01 - 0,1$

Diese vorstehenden sogenannten Dichtigkeitszahlen sind allerdings für die jeweilige Örtlichkeit nur durch Schätzung für die einzelnen Flächenarten eingehender zu ermitteln, wobei selbstverständlich auch der zukünftige Zustand der Flächen zu berücksichtigen ist. Hierbei bietet bezüglich der bebauten und gedichteten Flächen mitunter die bisher übliche und entweder auch in Zukunft gleichbleibende oder in gewissem Maße ab-

weichende Bebauung und die örtliche Bauordnung noch einen Anhalt.

In mehreren größeren Städten wurden die vorstehenden, einen weiten Spielraum lassenden Dichtigkeitszahlen wesentlich unterschritten, man hat dort aber im Laufe der Zeit das Nachteilige hiervon eingesehen und gefunden, daß die obigen Werte von ζ zutreffender seien.

Abflußverzögerung. Wie bereits erwähnt, dauern die der Kanalberechnung zu Grunde zu legenden Sturzregen in der Regel nur eine kurze Zeit. Bei sehr langen Kanälen braucht aber das Wasser zum Durchfließen derselben meist eine Zeit, welche die Regendauer wesentlich überschreitet. Denn bevor das Wasser aus den obersten Teilen eines Entwässerungsgebietes in die unteren Kanalstrecken gelangt, hat es oft zu regnen aufgehört; inzwischen sind aber die in Nähe der untersten Kanalstrecken niedergegangenen Regenmengen bereits abgelaufen. Hieraus geht hervor, daß der gleichzeitige Abflußgrößtwert einer Kanalstrecke keinesfalls der auf das gesamte Niederschlagsgebiet gefallenen Regenmenge gleich sein muß. Es entsteht eine Verzögerung in der Abflußzeit, welche um so größer und bemerkbarer wird, je kürzer der betreffende Regenfall und je langgestreckter und ausgedehnter das Niederschlagsgebiet ist.

Dieser Umstand kommt der Kanalberechnung zugute. Es genügen besonders bei der Bemessung der Hauptkanäle kleinere Querschnitte, als sie bei gleichzeitigem Abfluß der gesamten auf das Niederschlagsgebiet gefallenen Wassermenge nötig wären.

Die Abflußverzögerung wurde bisher berücksichtigt, indem man zur Ermittlung der zeitlich

größten Abflußmengen M einer bestimmten Regenmenge Q einen Verzögerungswert μ in Rechnung stellte, nämlich

$$M = Q \cdot \zeta \cdot \mu.$$

Die einwandfreie Bestimmung von μ hat indes vielerlei Schwierigkeiten und deshalb bediente man sich hierfür aus Bequemlichkeitsrücksichten meist rein empirischer Formeln und Werte. So wurde ihrer Einfachheit wegen in Deutschland bis in die neueste Zeit am häufigsten die Bürkli-Ziegler'sche Verzögerungsformel

$$\mu = \frac{1}{n \sqrt{F}}$$

benutzt, wobei $n = 4$ gesetzt wurde. Diese Formel kann aber keine allgemeine Gültigkeit haben, weil sie nur die Größe F des Niederschlagsgebietes berücksichtigt, dessen Gefällsverhältnisse aber unbeachtet läßt. Sie ergibt deshalb auch meist ganz unzutreffende Resultate. Diesen Nachteilen hatte Brix wenigstens dadurch einigermaßen vorbeugen wollen, daß er die Formel nach Möglichkeit mit den Gefällsverhältnissen des Niederschlagsgebietes in Beziehung zu bringen suchte und ihr — wenn sie einmal angewendet wurde — mit dem Werte $n = 4$ nur dort einige Berechtigung zuerkannte, wo die Hauptkanäle ein geringeres Gefälle als 1:1000 besitzen. Für stärkere Gefälle empfahl er für n den Wert 6. Für Gefällsverhältnisse zwischen 1:1000 und 1:400 hatte sich als weiterer Gebrauchswert $n = 5$ eingeführt, während für die allerschwächsten Gefälle vielfach $n = 7$ gesetzt wurde. Der Verzögerungswert μ hat hierbei die nachstehend ersichtlichen Werte.

Entwässerungs- fläche F in Hektaren	$\mu = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$	$\mu = \frac{1}{\sqrt[5]{F}}$	$\mu = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$	$\mu = \frac{1}{\sqrt[7]{F}}$
	1	1,000	1,000	1,000
2	0,841	0,871	0,891	0,906
3	0,760	0,830	0,833	0,855
4	0,707	0,758	0,794	0,821
6	0,639	0,698	0,742	0,774
8	0,595	0,660	0,707	0,743
10	0,562	0,631	0,681	0,720
15	0,508	0,581	0,637	0,679
20	0,473	0,549	0,607	0,652
25	0,447	0,530	0,585	0,631
30	0,427	0,505	0,567	0,614
40	0,398	0,479	0,541	0,592
50	0,376	0,458	0,521	0,573
60	0,359	0,441	0,505	0,558
80	0,334	0,416	0,482	0,535
100	0,316	0,398	0,465	0,518

Wenngleich auch die vorstehend beschriebene Verzögerungsformel viele Gegner besitzt, wird sich ihre Anwendung besonders für überschlägliche Berechnungen auch künftig noch empfehlen. Eine Nachprüfung und eine etwaige Berichtigung der hier nach festgestellten Ergebnisse nach einem neueren Verfahren wird aber besonders bei größeren Entwässerungsgebieten unbedingt zu folgen haben. Auf die Besprechung eines neuen und zutreffenderen Verfahrens über die Abflußverzögerung sei später eingegangen. Vorläufig sei über die bedingte Anwendung der erwähnten Verzögerungsformel das Nachstehende angeführt.

Da die Verzögerung des Abfluvorganges mehr von der Länge l des vom Wasser zurückgelegten Weges, von F also nur insoweit abhängt, als l eine Funktion von F darstellt, darf der Verzögerungswert μ stets nur aus der Flächengröße des unmittelbar in den Kanal entwässernden Eigengebiets berechnet werden. Die bisweilen übliche Hinzurechnung der Zuflußgebiete von einmündenden Nebenkanälen ist unrichtig, weil dieses Verfahren unbegründete sprunghaft abnehmende Abflußmengen ergibt. Das Fehlerhafte derartiger Gebietszurechnungen tritt am deutlichsten da hervor, wo es sich um die Abflußmengenberechnung solcher Hauptkanalstrecken handelt, in welche kurz zuvor ein oder mehrere größere Nebensammler einmünden. Zum mindesten darf angenommen werden, daß sich der Wasserabfluß einmündender Nebenkanäle auf dem weiteren Wege im Hauptkanale in gleicher Weise wie bei diesem verzögere.

Beispiel: Von dem zusammen 53 ha großen Zuflußgebiete eines Sammelkanals betrage das unmittelbar in den letzteren entwässernde Eigengebiet rund 12 ha. Für die Abflußverzögerung kommt unter Berücksichtigung des Kanalgefälles der Brixsche Wert für $F=12$ ha mit $\mu = 0,66$ in Frage. Die Einzugsfläche sei landläufig villenartig bebaut. Die Regenmenge Q betrage 100 sekl./ha. Unter Berücksichtigung der Versickerung kommt dann von dieser ganzen Fläche eine Wassermenge von

$$M = Q \cdot \zeta = 100 \cdot 53 \cdot 0,3 = 1590 \text{ sekl.}$$

zum Abfluß. Der auf die Abflußverzögerung zurückzuführende Vorgang bewirkt aber, daß der größte sekundliche Durchfluß an der betreffenden Kanalstrecke nach überschläglicher Berechnung nur etwa

$$M \cdot \mu = 1590 \cdot 0,66 = \sim 1050 \text{ sekl.}$$

beträgt. Diese letztermittelte und nicht die Gesamtmenge von 1590 sekl. würde der vorläufigen Kanalberechnung zugrunde zu legen sein.

Wie bereits früher erwähnt, hängt die Verzögerung des Wasserabflusses in einem Kanale in der Hauptsache von der Länge des vom Wasser zurückzulegenden Weges, sodann aber auch von der Zeit ab, welche das Wasser zum Durchfließen der einzelnen Kanalstrecken benötigt. Die Abflußzeit hängt aber bekanntlich von der Geschwindigkeit des Wasserabflusses ab. In einem l Meter langen Kanale, dessen sekundliche Wassergeschwindigkeit v Meter beträgt, braucht das Wasser bis zum völligen Durchfluß eine sekundliche Zeit

$$Z = \frac{l}{v}.$$

Ist diese Zeit größer als die Regendauer, so macht sich die Abflußverzögerung bemerkbar. Sie kommt besonders bei größeren Entwässerungsgebieten und kurzen Regenfällen in Frage. Andererseits kann aber bei kleinen Gebieten mit kurzen Kanälen bei stundenlangem Dauerregen von einer Abflußverzögerung überhaupt nicht gesprochen werden. Sehr lange Kanäle erfahren ihre größte Beanspruchung aber nicht immer bei kurzen Sturzregenfällen, sondern auch oft durch lange anhaltende, weniger heftige, wegen der wegfallenden Abflußverzögerung aber ergiebigere Dauer- oder Landregen. Aus diesem Grunde wird die Leistungsfähigkeit dieser größten Kanäle auch für Dauerregen zu untersuchen sein.

Ermittlung der Abflußverzögerung nach einem neuen graphischen Verfahren.

Es ist eine ziemlich häufige Tatsache, daß einem nur kurze Zeit anhaltenden Sturzregen ein schwacher

Regenfall vorausgeht. Für die nachfolgenden Betrachtungen ist nun die Annahme gemacht, daß der vorausgehende schwächere Regen die Oberfläche des Niederschlagsgebietes in einen derartigen Feuchtigkeitszustand versetzt habe, daß der nicht versickernde Teil des nachfolgenden Sturzregens sofort mit dessen zeitlichem Eintritt in den Kanälen abzufließen beginnt.

Eine weitere Annahme besteht darin, daß gleich zu Beginn des stärkeren Regens mit der Abfluß-

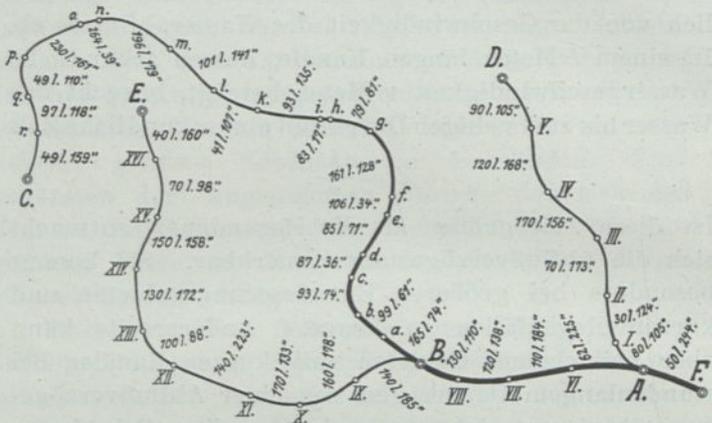


Abb. 1.

geschwindigkeit vollaufender Kanäle gerechnet wird. Diese zweite Annahme ist zum Teil schon durch die erste gerechtfertigt. Beide Fälle bedeuten nur eine größere Sicherheit für die Kanalberechnung.

Dem nachfolgenden Beispiele für die Anwendung eines graphischen Verfahrens zur Ermittlung der Abflußverzögerung liegt eine an anderer Stelle folgende Vorberechnung der in Abbildung 1 dargestellten Sammelkanäle zu Grunde. Diese Vorberechnung erfolgte nach der Bürkli-Ziegler'schen Verzögerungs-

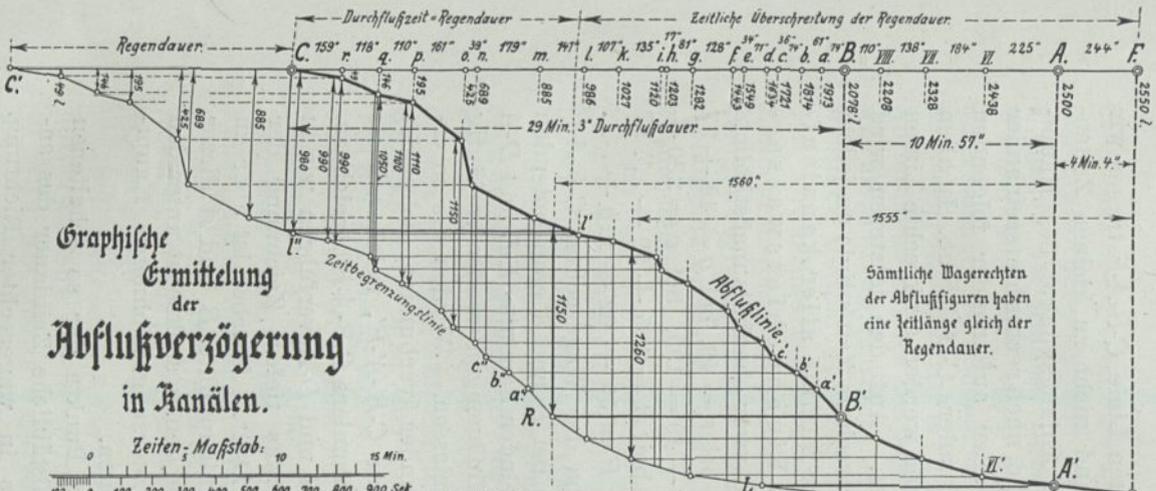
formel. In letzterer wurde für F nur das Eigengebiet, für n der Wert 6 in Rechnung gestellt. Über die schnelle Ermittlung der Abflußgeschwindigkeit v vollaufender Kanäle sind im Abschnitt Kanalberechnung entsprechende Wege gezeigt. Ist v gegeben, dann läßt sich auch die Durchflußzeit Z nach der bereits mitgeteilten Formel leicht berechnen.

In den bei F mündenden Hauptkanal $C-B-A-F$ mündet bei A der Sammler $D-A$, bei B der Sammler $E-B$. Die Punkte $a, b, c, d \dots r, I, II, III \dots XVI$ dieser Hauptkanäle teilen deren Gesamtlängen in Teilstrecken, wie sie sich durch die Flächenbegrenzung der einmündenden kleineren und kleinsten Nebkanäle ergeben. Die eingeschriebenen deutschen Zahlen bezeichnen die anteiligen Abflußmengen und die Abflußzeiten der einzelnen Teilstrecken. Nach der anfangs gemachten Annahme fließen dem Hauptkanale $C-B-A-F$ sofort nach Beginn des in Rechnung gestellten Sturzregens sekundlich auf der Teilstrecke $C-r = 49$ Ltr., $r-q = 97$, $q-h = 49$, $\dots a-B = 165$, $B-VIII = 130$, $VI-A = 62$, $A-F = 50$ sekl. zu. In gleicher Weise kommen während der ganzen Regendauer auch bei den übrigen Kanalteilstrecken die in der Abb. 1 angegebenen Anteilwassermengen zum Abfluß. In den alsbald vollaufenden Kanälen entwickelt sich hierbei eine Abflußgeschwindigkeit, bei welcher das Wasser die Teilstrecke $C-r$ in 159 Sekunden, $r-q$ in 118, $q-p$ in 110 $\dots A-F$ in 244 Sekunden durchfließt. Ein bei C in den Hauptkanal gelangter Wassertropfen ist in $159 + 118 + 110 \dots + 74 = 1743$ Sekunden $= 29$ Min. 3 Sek. beim Punkte B angelangt, 657 Sekunden $= 10$ Min. 57 Sek. später beim Punkte A und nach einer Gesamtzeit von 44 Min. und 4 Sek. an der Mündungsstelle F . Dagegen braucht ein im Sammler

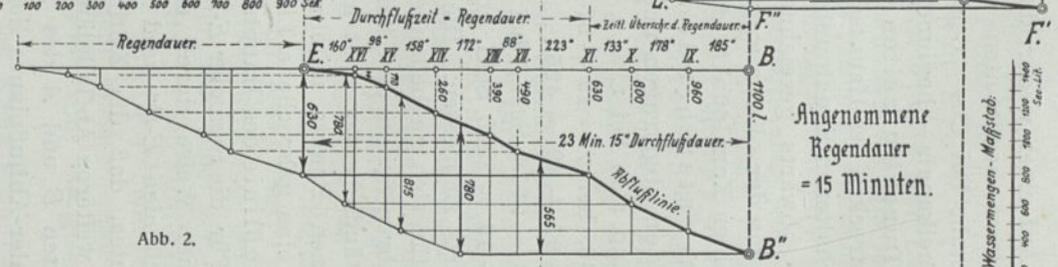
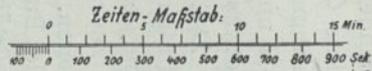
E-B bei *E* gefallener Wassertropfen insgesamt 38 Min. 16 Sek. um zum Punkte *F* zu gelangen, ein beim Punkte *D* des Kanals *D-A* einfließender Tropfen aber nur 17 Min. 55 Sek. Dauert der Sturzregen beispielsweise 15 Minuten, so gelangt der letzte bei *C, E* oder *D* in die Kanäle gelangende Wassertropfen je 15 Minuten später nach der Mündungsstelle *F*. Der Gesamtwasserabfluß würde dann in der Abflußrichtung *C-B-A-F* $= 15' + 44' 4'' = 59' 4''$, in der Abflußrichtung *E-B-A-F* $= 15' + 38' 16'' = 53' 16''$, in der Abflußrichtung *D-A-F* $15' + 17' 55'' = 32' 55''$ dauern.

Wie bereits erwähnt, kommt in den kleinen Seitenkanälen und in den oberen Strecken der Hauptkanäle eine Abflußverzögerung nicht in Frage. Es ist demnach unter jedesmaliger Zurechnung aller oberhalb entstehenden Anteilswassermengen die Teilstrecke *C-r* des Hauptkanals *C-B-A-F* für 49 sekl., die Teilstrecke *q-r* für $97 + 49 = 146$ sekl., die Teilstrecke *p-q* für $49 + 97 + 49 = 195$ sekl., die Teilstrecke *o-p* für $230 + 49 + 97 + 49 = 425$ sekl. usw. zu berechnen. In dieser Weise ist nach den bisherigen Ausführungen solange zu verfahren, bis von oben herab jene Kanalpunkte erreicht sind, an denen die Durchflußzeit des Wassers der Dauer des in Rechnung gestellten Sturzregens gleich ist. Hiernach sind bei bekannter Abflußgeschwindigkeit schon von vornherein alle Punkte gegeben, bis zu denen eine Verzögerung des Abflußvorganges nicht stattfindet, bei denen also die Kanalquerschnitte nach den vollen Wassermengen zu bemessen sind.

Zur Ermittlung der Abflußverzögerung beliebiger Punkte eines Hauptsammlers dient uns ein sogenannter **Abflußplan** (Abb. 2). Seine Einrichtung und Anwendung sei nachfolgend erläutert.



Graphische
Ermittlung
der
Abflussverzögerung
in Kanälen.



Angenommene
Regendauer
= 15 Minuten.

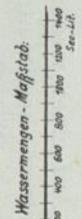
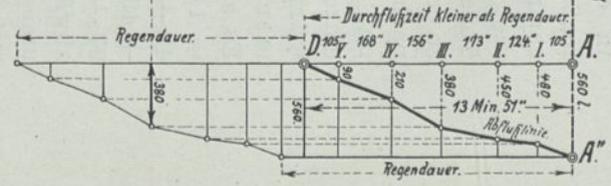


Abb. 2.



Auf einer wagerechten Linie $C-B-A-F$ tragen wir in einem bestimmten und nicht zu kleinen Zeitenmaßstabe bei C — dem Anfangspunkte des Hauptsammelkanals — beginnend, nach rechts hintereinander die Durchflußzeiten aller aufeinander folgenden Teilstrecken des Hauptsammlers $C-B-A-F$ ab. In allen so erhaltenen Kanalpunkten werden senkrechte Linien nach abwärts gezeichnet. Auf den letzteren wird nun von der oberen wagerechten Zeitenlinie an jedem einzelnen Kanalpunkte die Summe aller kanalaufwärts entstehenden Eigengebietswassermengen abgetragen und zwar ebenfalls maßstäblich. Es sind also bei $C = 0$, bei $r = 49$, bei $q = 49 + 97 = 146$, bei $p = 49 + 97 + 49 = 195$, bei $o = 230 + 49 + 97 + 49 = 425 \dots$ bei $B = 165 + 99 + \dots 97 + 49 = 2078$ Sekl., bei $F = 50 + 62 + 110 + \dots 97 + 49 = 2550$ Sekl. von der Wagerechten $C-B-A-F$ abwärts zu messen. Die bei B und A einmündenden und für sich zu behandelnden Sammler $E-B$ und $D-A$ mit ihren Zeiten und Abflußmengen werden vorläufig vollständig außer acht gelassen. Werden die so erhaltenen Punkte miteinander verbunden, so erhält man eine gebrochene Linie $C-B'-A'-F'$, welche wir als Abflußlinie des Hauptsammlers $C-B-A-F$ bezeichnen.

Für die Sammler $E-B$ und $D-A$ verfahren wir in gleicher Weise durch etwas tiefere Zeichnung der Abflußlinien $E-B''$ und $D-A''$. Hierbei ist aber zu beachten, daß die Zeitlinienpunkte B und A dieser zwei weiteren Abflußpläne genau senkrecht unter den Punkten B und A des zuerst gezeichneten Hauptsammler-Abflußplanes liegen.

Hierauf werden alle Punkte der so erhaltenen Abflußlinien um die maßstäbliche Zeitdauer des angenommenen Sturzregens in wagerechter Richtung

nach links übertragen. Unter Bezugnahme auf Abb. 2 liegen also beispielsweise die Punkte $R, a'', b'', c'' \dots C'$ genau 15 Minuten links von $B', a', b', c' \dots C$. Werden nun auch diese neuen Punkte mit Linien untereinander verbunden, so erhalten wir die sogen. Zeitbegrenzungslinie. Die Flächen zwischen den Abflußlinien und den Zeitbegrenzungslinien bezeichnen wir als Abflußfiguren. Innerhalb einer jeden Abflußfigur werden nun von allen gegebenen Punkten der Abflußlinie senkrechte Linien abwärts bis zur Zeitbegrenzungslinie und umgekehrt von allen Punkten der Zeitbegrenzungslinie Senkrechte aufwärts bis zur Abflußlinie errichtet. Die Abflußpläne sind nun gebrauchsfertig.

Es sei nun beispielsweise festzustellen, welche größte sekundliche Durchflußmenge zur Querschnittsberechnung der Kanalstrecke $a-B$ anzunehmen ist.

Der Endpunkt B der genannten Kanalstrecke entspricht dem Punkte B' der Abflußlinie $C-B'-A'-F'$. Durch B' geht die wagerechte Zeitlinie $B'-R$ der (oberen großen) Abflußfigur. (Zum besseren Verständnis kann man den unterhalb $B'-R$ liegenden Teil der Zeichnung einstweilen mit einem Blatt Papier überdecken.) Nun wird mit dem Zirkel in der Abflußfigur die größte aller über oder links von $B'-R$ liegenden Senkrechten ermittelt. Im vorliegenden Falle ist dies die unmittelbar über R stehende Senkrechte, deren Länge nach dem Wassermengenmaßstabe 1150 sekl. ergibt. Es ist dies die gesuchte Wassermenge.

Soll andererseits die auf der Kanalstrecke $b-a$ durchfließende größte Abflußmenge ermittelt werden, so wird die größte Senkrechte über oder links der Wagerechten $a'-a''$ gesucht. Sie liegt diesmal etwas

mehr nach links, beträgt aber ebenfalls 1150 sekl. In gleicher Weise finden wir für die übrigen Teilstrecken des Kanals *C-B* die größten Abflußmengen, wenn jedesmal die größte Senkrechte über oder links jener Wagerechten gesucht wird, die durch den Endpunkt der betreffenden Teilstrecke führt.

Auf diese Weise wurden für die verschiedenen Teilstrecken folgende größten Abflußmengen gefunden:

<i>a-B</i> = 1150 sekl.	<i>k-i</i> = 990 sekl.
<i>b-a</i> = 1150 „	<i>l-k</i> = 990 „
<i>c-b</i> = 1150 „	<i>m-l</i> = 980 „
<i>d-c</i> = 1150 „	<i>n-m</i> = 885 „
<i>e-d</i> = 1150 „	<i>o-n</i> = 689 „
<i>f-e</i> = 1150 „	<i>p-o</i> = 425 „
<i>g-f</i> = 1110 „	<i>q-p</i> = 195 „
<i>h-g</i> = 1100 „	<i>r-q</i> = 146 „
<i>i-h</i> = 1050 „	<i>C-r</i> = 49 „

Die vorstehenden Zahlen lassen erkennen, daß die Wassermengenverringerung erst auf der Strecke *m-l* beginnt und von da abwärts zunimmt. Auf dieser Kanalstrecke liegt aber auch der Punkt, an welchem die Durchflußzeit des Wasserabflusses größer wird als die Regendauer. Es braucht deshalb bei jedem größeren Kanale erst an dieser Stelle mit der Abflußmengen-Ermittlung begonnen werden, während auf Strecken, deren Durchflußdauer kürzer als die Regendauer ist, der gesamte Abfluß von oberhalb in Rechnung zu stellen ist.

In gleicher Weise können die größten sekundlichen Durchflußmengen für die einzelnen Teilstrecken der Nebensammler *E-B* und *D-A* festgestellt werden.

Nicht viel schwieriger stellt sich die Ermittlung der größten Durchflußmengen für die unter

den Mündungsstellen von Nebensammlern liegenden Teilstrecken $B-A$ und $A-F$ des Hauptkanals $C-F$.

Es sei beispielsweise der zeitlich größte Durchfluß für die Kanalstrecke $A-F$ ermittelt. Da hier noch die Durchflußmengen der einmündenden Nebensammler zur Geltung kommen, wird nicht nur die größte Länge aller über oder links von der Wagerechten $F'-F''$ liegenden Senkrechten in Frage kommen, sondern die größte Summe der in allen Abflußfiguren genau übereinander liegenden Senkrechten. Hierbei ist keinesfalls zu erwarten, daß die betreffende größte Senkrechten-Summe mit den Größtwerten der Abflußfiguren zusammenfallen muß. Man wird also mit dem Zirkel erst einige versuchende Längen-Additionen vornehmen müssen, bevor der Größtwert gefunden ist. Im vorliegenden Falle liegt der längste Vertikalschnitt durch die drei Abflußfiguren in rd. 1555" Zeitabstand von F und beträgt $1260 + 565 + 380 = 2205$ sekl. Mit anderen Worten: der größte sekundliche Regenwasserabfluß trifft 1555 Sekunden nach Beginn des Regens beim Kanalpunkte F ein und beträgt 2205 Liter.

In gleicher Weise kann der Größtabfluß für die Strecke $VI-A$ des Hauptkanals bestimmt werden. Da der Sammler $D-A$ unterhalb A in den Hauptkanal mündet, bleibt die Abflußfigur dieses Nebensammlers jetzt außer Betracht. Durch den Endpunkt A' der Abflußlinie geht die wagerechte Zeitlinie $L-A$. Der längste Vertikalschnitt der in Betracht kommenden beiden Abflußfiguren liegt in 1560" Abstand von A und beträgt $1150 + 780 = 1930$ sekl.

Weitere Erläuterungen scheinen teils entbehrlich,

teils überflüssig. Bei einigem Nachdenken wird das Wesen dieser Abflußpläne von selbst einleuchten.

Erwähnt sei noch, daß sonst meist mit Regenfällen von 20 Minuten Dauer gerechnet wird. Nach der Regenstärkenkurve würde hierbei mit einer etwas geringeren Regenmenge zu rechnen sein. Trotzdem wird die etwas längere Regendauer meist einen etwas höheren Wellenscheitel, also größere sekundliche Durchflußmengen ergeben.

Bei dem vorstehend beschriebenen Verfahren wird sofort mit Abflußmengen gerechnet, während die Neigungsverhältnisse des Zuflußgebietes durch die Geschwindigkeit des in den Kanälen abfließenden Wassers berücksichtigt werden. Da Wassergeschwindigkeit und Kanalquerschnitt für die ersten Rechnungen aber nur überschläglich und annähernd ermittelt werden können (wie bei jedem anderen Verfahren), so würde sich eine Wiederholung mit den festgestellten richtigeren Abflußwerten nötig machen, wenn sich gegenüber der ersten Schätzungsrechnung größere Unterschiede ergeben. Eine gewisse Änderung der Abflußgeschwindigkeit übt aber auf die Bemessung der Kanalquerschnitte keinen wesentlichen Einfluß aus.

Dauerregen. Bei größeren Kanalnetzen ist es nötig, die Leistungsfähigkeit der Hauptkanäle auch für Dauerregen zu untersuchen. Es würde hier also eine Regendauer in Frage kommen, die größer ist als die Durchflußzeit der größten und längsten Kanäle. Die in Rechnung zu stellenden Regenmengen werden dann meist zwischen 50 und 10 sekl./ha. schwanken. Eine ungefähre Beziehung zwischen der Regendauer Z (Minuten) und der Regenstärke Q (sekl./ha.) für die als bekannt vorauszusetzende jährliche Nieder-

schlagshöhe h (mm) erhält man durch die von Prof. Frühling mitgeteilte Formel

$$Z = \frac{8000 h}{Q^3} + \frac{0,1 h}{\sqrt[3]{Q}}$$

Die Formel ergibt beispielsweise für $h = 600$ mm und $Z = 120$ Min. eine Regenmenge $Q = 37$ sekl./ha.

Umfang des Entwässerungsgebietes. — Planunterlagen.

Zur Feststellung des gesamten Entwässerungsgebietes bedürfen wir zunächst eines Übersichtsplanes (Maßstab etwa 1 : 5000 bis 1 : 10 000). In diesen Übersichtsplan werden zweckmäßige die Horizontalen eingetragen, das sind Linien, welche aus der Verbindung aller Punkte gleicher Höhenlage entstehen. Diese Horizontallinien können in den einzelnen bebauten und zu bebauenden Ortsteilen durch ein Nivellement der Straßenzüge bestimmt werden, während für die übrigen unbebaut bleibenden Gebietsteile entweder ebenfalls ein weitmaschiges, aber alle wesentlichen Punkte umfassendes Nivellementsnetz, oder die topographische Karte (1 : 25 000) zugrunde gelegt wird. Die topographischen Karten bieten allerdings nur einen geringeren und nicht immer genügenden Genauigkeitsgrad und verlangen noch Berichtigungen nach der Örtlichkeit. Bei neu anzulegenden Straßen ist die spätere zukünftige Straßenhöhe zu berücksichtigen. Auf Grund dieser Horizontalen oder Höhenlinien wird nun die Lage der natürlichen (über Höhenrücken und Bergspitzen gehenden) Wasserscheiden ermittelt und dadurch sowohl die Begrenzung des gesamten Entwässerungsgebietes als auch die Zerlegung desselben in verschiedene für sich selbst und unabhängig

entwässernde Untergebiete festgestellt. Die Horizontalen zeigen aber auch sofort die Lage der natürlichen Hauptentwässerungszüge, welchen die Hauptkanäle in den am nächsten liegenden und sonst geeigneten Straßenzügen zu folgen haben.

Nach Festlegung der Wasserscheiden sind die Größen der nach dem Beschleunigungsgebiete entwässernden Außengebiete zu ermitteln. Es geschieht dies für jede kurze, zwischen zwei Straßekreuzen liegende Strecke der angrenzenden und zu beschleunigenden Straßen, und getrennt nach den Kulturarten. Überhaupt sind hierbei alle die verschiedenen Ergiebigkeit des Wasserabflusses begründenden Verhältnisse zu berücksichtigen.

Ein Beispiel für die Behandlung des Übersichtsplanes und für die Bestimmung der Entwässerungsgrenzen ist in Abbildung 3 dargestellt. Das gesamte Entwässerungsgebiet besteht hier aus den voneinander unabhängigen Untergebieten I, II, III, deren jedes die Möglichkeit besitzt, für sich allein zu entwässern. Die eingeschriebenen Zahlen bezeichnen die Höhenlage der Horizontalen über N. N., deren senkrechter Höhenabstand zwischen je zwei benachbarten Linien 1,00 m beträgt.

Da die Lage der Wasserscheiden nur in den allerseltensten Fällen einigermaßen mit der Flurgrenze des zu entwässernden Ortes übereinstimmen wird, ist häufig Wasser entweder aus benachbarten fremden Ortsfluren in die Kanäle oder aber aus dem eigenen Gebiete in fremde Kanäle aufzunehmen. Nach den bestehenden gesetzlichen Bestimmungen besteht nur die Verpflichtung der unentgeltlichen bisherigen Weiterleitung natürlicher Wasserläufe auf dem natürlichen Wege. Maßnahmen, durch

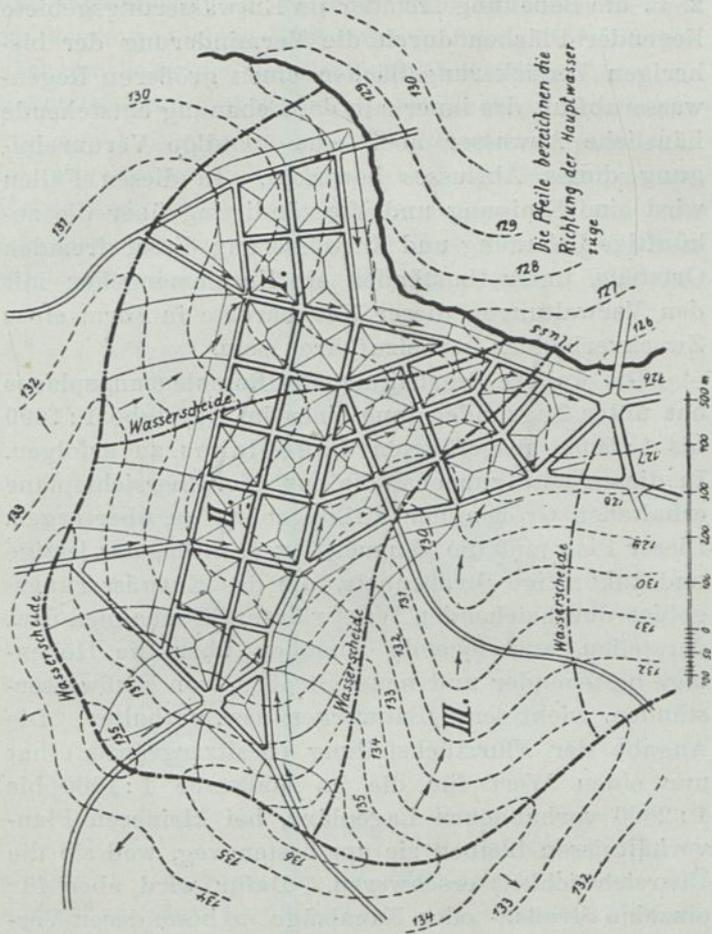


Abb. 3

welche eine Veränderung, also hauptsächlich eine Vermehrung oder eine ständige Verunreinigung des Wassers erfolgt, würden die Kostenpflicht des Urhebers dieser Wasserlaufsveränderung begründen. So kann

z. B. die Bebauung fremder im Entwässerungsgebiete liegender Flächen durch die Verminderung der bisherigen Versickerungsflächen einen größeren Regenwasserabfluß, das innerhalb der Bebauung entstehende häusliche Abwasser aber eine ständige Verunreinigung dieses Abflusses bewirken. In diesen Fällen wird eine Einigung und Verständigung über die zukünftige Bebauung und Entwässerung dieser fremden Ortsteile, unter Umständen ein Zusammengehen mit den Verwaltungen dieser Nachbarorte in Form eines Zweckverbandes herbeizuführen sein.

Die weitere Bearbeitung des Beschleunigungsplanes hat unter Zugrundelegung eines im Maßstabe 1:1000 bis 1:5000 ausgeführten Lageplanes zu erfolgen. In diesen sind zunächst die aus dem Übersichtsplane erhaltenen Größen der Zuflußgebiete zu übertragen. Dieser Plan muß die genauen Ortsgrenzen, das jetzige und zukünftige Straßennetz, die das Entwässerungsgebiet durchziehenden Wasserläufe, Eisenbahnen usw. darstellen, ausreichende Angaben über die Höhenlage bestehender und neuer Straßen, von Flußwasserständen, wichtigeren Bauwerken usw. enthalten. Die Angabe der Flurstücksteilung (Besitzergrenzen) hat nur einen Wert für die im Maßstabe 1:1000 bis 1:2000 vorhandenen Lagepläne, bei kleineren Planverhältnissen bleiben sie am besten weg, weil sie die Übersichtlichkeit erschweren. Dafür wird aber für einzelne Straßen- oder Kanalzüge in besonderen Verhältnissen noch die Beschaffung besonderer genauer Teil-Lagepläne nötig sein, zu welchen meist auch Schnittzeichnungen des Geländes (Maßstab 1:500 bis 1:1000) gehören. In den Lageplan wird nun die sogen. Polygoneilung eingetragen. Es sind das jene rein theoretisch gedachten Grenzlinien, welche

die Wasserscheiden zwischen den einzelnen Grundstücksgrenzen eines Baublocks in bezug auf den am nächsten liegenden Straßenkanal darstellen. Die wirklichen Grenzen und Wasserscheiden werden zwar meist von der Polygoneilung etwas abweichen, sich aber im allgemeinen durch vor- und zurückspringende Ecken usw. wieder ausgleichen. Diese Teilung soll lediglich die Berechnung der Entwässerungsflächen erleichtern. Im ebenen Gelände treffen sich die

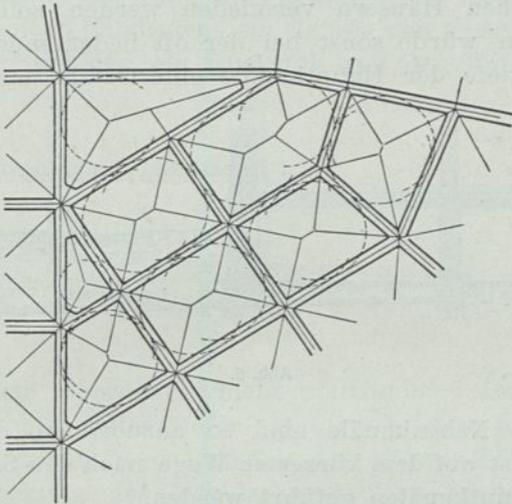


Abb. 4.

einzelnen Polygonseiten im Mittelpunkte eines die nächstliegenden Straßenmitten tangierenden Kreises (Abb. 4). Im geneigten Gelände verschiebt sich dieser Punkt im Verhältnis zur Geländeneigung bergwärts. Nun werden auch die Flächen eines jeden der so erhaltenen Polygone und Dreiecke je für sich berechnet und dem Lageplane in einheitlicher Weise (am besten in Hektaren) eingeschrieben. (S. Abb. 18.)

Für die Planung selbst sind dann noch die folgenden Punkte zu beachten:

Anordnung des Kanalnetzes.

Richtung der Kanäle. Von der nach dem Übersichtsplane ermittelten Richtung der natürlichen Gelände-Hauptentwässerung läßt man die Hauptkanäle nur dann abweichen, wenn die Führung derselben durch besonders enge und winkelige Straßen mit hohen Häusern vermieden werden soll. Den letzteren würde sonst bei der oft bedeutenden Baugrubentiefe der Hauptkanäle eine Gefahr entstehen.

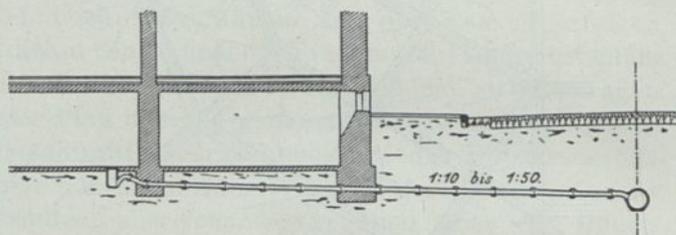


Abb. 5.

Die Nebenkanäle sind so anzuordnen, daß sie möglichst auf dem kürzesten Wege nach den Sammel- und Hauptkanälen geführt werden.

Die Tiefenlage der Kanäle hat selbstverständlich zu mindest frost- und verkehrssicher zu sein. Dieser Bedingung würde eine Mindestüberdeckung des Kanalscheitels von 1,0 m entsprechen. Die Tiefe richtet sich aber nach der Tiefenlage der zu entwässernden Punkte (Keller, Waschküchen usw., siehe Abb. 5). Da die Kanalbaukosten mit der zunehmenden Kanaltiefe wachsen, hat der von der größeren Tiefe erhoffte Vorteil im angemessenen Verhältnis zu den

Baukosten zu stehen. Es wäre deshalb ungerechtfertigt, auf nur einzelne tiefliegende Räumlichkeiten von vielleicht noch untergeordneter Benutzungsart Rücksicht zu nehmen, wenn die sonstige allgemeine Tieflage wesentlich geringer ist. Für diese vereinzelt Fälle wird vielmehr oft ein Aufpumpen des Wassers in die höherliegenden Ausgußbecken der Abflußleitungen am Platze sein (Abb. 6). Die Kanaltiefe soll so bemessen sein, daß die im Kanalscheitel mündenden Hof- und Hausleitungen auf ihre gesamte Länge noch mindestens ein Gefälle von 1 : 50 erhalten können und daß ein Rückstau aus den Kanälen bei

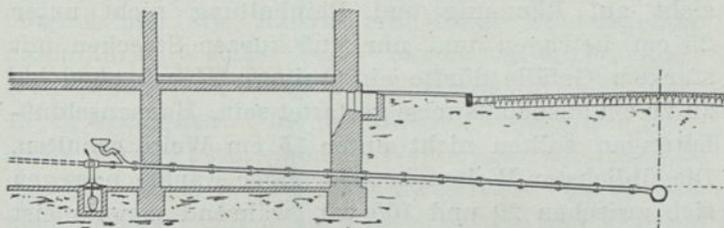


Abb. 6.

etwaigem Überdruck nicht stattfindet. Da Keller Räume usw. selten tiefer als 1,8 bis 2,0 m unter der Straßenkrone liegen, wird in den meisten Fällen eine Überdeckung des Kanalscheitels von 2,7 bis 3,0 m ausreichen.

Die Lage der Kanäle im Straßenkörper richtet sich nach der Straßenbreite und nach der Lage etwa vorhandener anderer Leitungen (Gas, Wasser, Elektrizität usw.). Während die Kanäle bei den weniger breiten Straßen meist in die Straßenmitte eingebaut werden, ist bei sehr breiten Straßen und großen freien Plätzen mitunter die Anlage je eines auf jeder Straßen- oder Platzseite liegenden Kanales üblich. Dadurch

werden die Hausleitungen zwar wesentlich kürzer, die Kanalbaukosten aber größer.

Die nicht begehbaren Kanäle sind im Interesse der Reinhaltung und besseren Überwachung beschubar, d. h. zwischen je zwei besteigbaren Einsteige- und Reinigungsschächten mit dem gleichen Gefälle und in gerader Linie zu führen, während die begehbaren Kanäle (Weiten von mehr als 1 m) zur gleichmäßigen Wasserabführung in möglichst flachem Bogen aus einer Richtung in die andere überzuführen sind.

Die Lichtweite der Straßenkanäle sollte mit Rücksicht auf Räumung und Reinhaltung nicht unter 25 cm betragen und nur auf kurzen Strecken mit starkem Gefälle dürfte ein weiteres Herabgehen bis zu 20 cm ausnahmsweise gestattet sein. Hausanschlußleitungen sollten nicht unter 15 cm Weite erhalten. Die üblichsten Weiten kreisförmiger Kanäle bewegen sich zwischen 20 und 100 cm, während sonst meist eiförmige Kanäle von 30×20 bis 150×100 cm Weite üblich sind. Größere Kanalweiten werden meist in mit der Örtlichkeit wechselnden Spezial-Profilen an Ort und Stelle ausgeführt.

Das Gefälle der Kanäle sollte zur Vermeidung von Schlammablagerungen so bemessen sein, daß auch bei Trockenwasserabfluß noch eine genügende Wassergeschwindigkeit vorhanden ist. Dies wird aber nur der Fall sein, wenn den kleinsten Hauswasserleitungen ein Gefälle von mindestens 1 : 50, den kleinen 25 bis 50 cm weiten kreis- und eiförmigen Straßenkanälen mindestens 1 : 100 bis 1 : 200, größeren, 50—70 cm weiten Kanälen aber mindestens 1 : 200 bis 1 : 500 gegeben wird. Die größten Hauptkanäle sollten wenigstens noch ein Gefälle von 1 : 1000 er-

halten. Nach einer vom Baumeister angegebenen englischen Formel ist es erwünscht, kleineren Kanälen mit der lichten Breite b (cm) ein Mindestgefälle

$$\frac{1}{2b + 50}$$

zu geben. Es würde hiernach z. B. bei einem 50 cm weiten Kanäle das erwünschte Mindestgefälle

$$\frac{1}{2 \cdot 50 + 50} = 1 : 150 \text{ betragen. Da derartige Gefälle}$$

aber schon sehr günstige Geländeneigungen voraussetzen, wird man diese Werte sehr oft unterschreiten müssen. Man wird sich begnügen können, wenn es möglich ist, alle Kanäle mit einem Mindestgefälle auszuführen, welches bei vollaufendem Querschnitte eine sekundliche Wassergeschwindigkeit von etwa 1,0 m ermöglicht. In den Kanälen abgelagerte Sinkstoffe werden zwar schon bei Wassergeschwindigkeiten von 0,7–0,8 m wieder mit fortgeführt, da es sich aber in vielen Fällen auch um erhärtete und krustige Ablagerungen handelt, ist zu deren Beseitigung mindestens eine zeitweise Abflußgeschwindigkeit von 1 m erwünscht.

Können aber auch die vorbezeichneten Gefälle den Kanälen infolge allzu schwacher und besonders ungünstiger Geländeneigungen nicht gegeben werden, so ist auf eine ausreichende Spülung der betreffenden Kanalstrecken Rücksicht zu nehmen.

Als stärkstes Kanalgefälle werde ein solches von 1 : 10 bei den kleineren Weiten, bis 1 : 100 bei den größten Querschnitten nicht überschritten. Andernfalls werden die Kanalwandungen durch die Schleifkraft des sand- und geschiebeführenden Kanalwassers angegriffen.

Die Kanalquerschnitte. Die Unregelmäßigkeit und verschiedene Beschaffenheit des abfließenden Kanalwassers bedingt im allgemeinen eine ganz bestimmte Querschnittsform der Kanäle. Einmal soll der sogen. Trockenabfluß (das häusliche Abwasser) möglichst zusammengehalten werden, damit eine möglichst günstige Schwimmtiefe der Schmutz- und Sinkstoffe erreicht werde, andererseits soll aber auch für das Regenwasser ein ausreichender Flutraum vorhanden sein. Diesen Bedingungen entsprechen in erster Linie die üblichen Eiprofile (Abbildung 7) mit ihrem

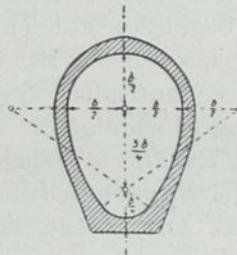


Abb. 7.

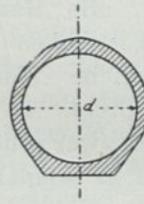


Abb. 8.

kleinen Sohlenhalbmesser und dem oberen erweiterten Flutraum. Das Kreisprofil (Abbildung 8) kommt erst in zweiter Linie in Betracht, da ein geringer Schmutzwasserabfluß in ihm immer noch ziemlich breit und flach fließen muß. Aus dem letztgenannten Grunde ist aber ein rechteckiger Querschnitt mit seiner ebenen Sohle ganz ungeeignet, und am ungeeignetsten, je breiter die Sohle im Verhältnis zur lichten Kanalhöhe ist.

Ein durch Metzger für das Trennsystem erdachter und bisher vielfach in Anwendung gebrachter Querschnitt ist in Abbildung 9 dargestellt. Die Trennung zwischen Schmutz- und Regenwasser geschieht hier durch die Zweiteilung des lichten Quer-

derart dargestellt, daß nach Abb. 10 der lichte Querschnitt der Gewölbeform, nach Abb. 11 aber die Form der äußeren Gewölbelaibung entworfen werden kann. Die verstärkte Sohle des Querschnitts Abb. 11 ist für

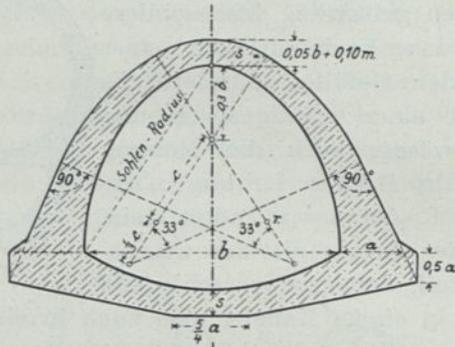


Abb. 11.

bedeutenden Grundwasserauftrieb bei fast leeren Kanäle berechnet; sie hat sich nach neueren Bau- erfahrungen aber auch für den etwas schwachen Bankett- und Rinnenquerschnitt des Profils Abb. 11 als nötig erwiesen.

In tiefliegenden Straßen mit dauernd hohem Grund- oder Vorflutwasserstände ist es wegen der

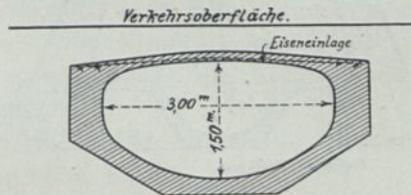


Abb. 12.

geringen verfügbaren Bauhöhe oft nötig, einen gedrückten, also mehr breiten als hohen Kanalquerschnitt auszuführen. In diesen Fällen bietet die Eisenbeton-Bauweise eine willkommene Hilfe. Ins-

besondere hat die Herstellung von Eisenbetonplatten zur Überdeckung der Kanäle (Abb. 12) den Vorzug, daß der denkbar größte Nutzquerschnitt erzielt wird und daß die Widerlager verhältnismäßig schwach ausgeführt werden können, da sie durch die Plattenabdeckung nur mit senkrechtem Druck beansprucht werden. Ebenso kann die Ausführung von Kanalgewölben aus Eisenbeton (Abb. 13) zur Erhöhung der Gewölbe-Tragfähigkeit empfehlenswert sein, wenn besonders flachliegende Hauptkanäle in Straßen mit vielem und schwerem Lastverkehr hergestellt werden müssen.

Im übrigen werden besonders die größeren Kanäle nach den jeweiligen örtlichen Verhältnissen zu planen

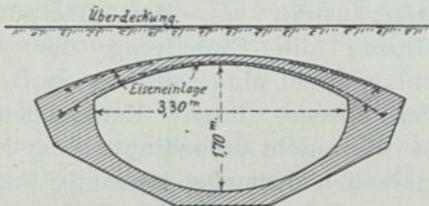


Abb. 13.

sein, vor allem aber nach Wassermenge und Bauhöhe, nach den verfügbaren Baustoffen und hauptsächlich nach der Beanspruchung der Kanäle durch äußere Angriffskräfte.

Das Längsprofil der Kanäle und die Verbindung der Kanäle untereinander. Um zu vermeiden, daß das Wasser der Hauptkanäle zeitweise in die Nebenkanäle zurückstaut, ist anzustreben, daß sich die Scheitelpunkte des lichten Querschnitts aller an einem Punkte zusammentreffenden Kanäle in gleicher Höhenlage befinden. Bei überreicherlicher Tiefe können die Nebenkanäle unter Umständen auch durch einen an den Vereinigungsstellen anzuordnenden Gefällsabsturz mit

dem in größerer Tiefe liegenden Hauptkanäle verbunden werden. Infolge der geringeren Erdarbeiten erweist sich diese Maßregel meist als eine Kostenersparnis. Für die Anfangsstrecken der Nebenkanäle, die rechnerisch meist einen kleineren Querschnitt als jenen der praktisch zulässigen Mindestrohrweite nötig haben, ist es zweckmäßig, daß deren Sohle etwa 10 bis 15 cm unter dem Scheitelpunkte vorbeiführender volllaufender Nachbarkanäle angeordnet werde. Eine tiefere Lage ist unzulässig und würde das Unterdrucksetzen der für größere Zuflüsse nicht berechneten Anschlußstrecken zur Folge haben, unter Umständen auch den Rückstau in Kellerräume, oder den anderweiten Wasseraustritt an den Tiefpunkten der Kanäle. Durch die Einhaltung der verlangten Sohlenhöhenlage wird eine zeitweise und erwünschte Spülung der oberen „toten“ Kanalenden erreicht. Obgleich es nun nicht unbedingt nötig ist, daß die oberen Kanalenden dermaßen netzartig auch mit den vorbeiführenden Nebenkanälen in Verbindung stehen, so wird durch diese Verbindung außer der vorgenannten zeitweisen Spülung nichts weniger als die unbedingt nötige Kanalentgasung (Lüftung) bezweckt.

Im übrigen ist es erwünscht, daß die gleiche Scheitelhöhenlage der Kanäle auch dort eingehalten werde, wo ein Kanal von einem kleineren in einen größeren Querschnitt übergehen soll. In diesem Falle wird an der Übergangsstelle eine den Profilhöhenunterschied betragende Gefällsstufe vorhanden sein.

Entlastungsanlagen. Die Mündung der Hauptkanäle in das offene Vorflutgewässer hat stets unterhalb der bebauten Ortsteile und derart zu erfolgen, daß das Schleusenwasser in Niedrigwasserhöhe in die Strömung eingeführt wird. Das Ende des ausmündenden

Hauptkanals wird infolgedessen bei höheren Wasserständen oft unter Druck stehen. Deshalb ist hier besonders sorgfältige Ausführung nötig. Nichtsdestoweniger ist aber auch auf eine genügend hohe Lage des anschließenden Kanalnetzes schon bei der Planung Rücksicht zu nehmen, um bei höheren Außenwasserständen einen schädlichen Einstau in das Kanalnetz zu vermeiden oder ein etwaiges Überpumpen des Kanalwassers zu umgehen. Unter Umständen sind auch die besonders tiefliegenden Hausleitungen durch Hochwasserverschlüsse gegen das Austreten des Kanalwassers zu sichern.

Ferner ist eine Entlastung der Hauptkanäle durch sogenannte Regenauslässe überall da anzustreben, wo die Einleitung der durch Regenwasser stark verdünnten Schleusenwässer in offene Wasserläufe zulässig und möglich ist. Dadurch wird infolge der wesentlichen Verminderung des Kanalquerschnittes eine bedeutende Kostenersparnis erzielt.

Die Berechnung der Kanäle.

Die Berechnung der Kanäle hat nach dem zur Verfügung stehenden Gefälle unter vorheriger genauer Festlegung der abzuführenden Wassermengen zu erfolgen. Der rechnerischen Bestimmung der erforderlichen Kanalweiten liegt die Hauptformel

$$M = F \cdot v$$

zugrunde; zur Ermittlung von v ist die vereinfachte Kuttersche Formel

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RJ}$$

am gebräuchlichsten und am meisten zu empfehlen.

In diesen Formeln bedeutet:

M = die abzuführende Wassermenge in cbm,

F = den lichten Querschnitt des Kanals in qm,

v = die Abflußgeschwindigkeit d. Wassers in m pro Sek.

ferner:

R = den hydraul. Radius = $\frac{\text{Wasserquerschnitt}}{\text{benetzten Umfang}} = \frac{F}{p'}$

J = das Gefälle des Kanals in m pro lfdm. Kanallänge,

m = den Rauigkeitsgrad der Kanalwandungen, welcher von Kutter für die hier in Frage kommenden Herstellungsarten der Kanäle in folgenden Abstufungen angegeben wird:

für glasierte Wandflächen und glatte Zementwand
 $m = 0,12 - 0,15$

für sauber hergestelltes Quader- und Ziegelmauerwerk
 $m = 0,20 - 0,27$

für gewöhnliches Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk
 $m = 0,35 - 0,45$

Diese bei reinem Wasser und an neuen Gerinnen ermittelten Werte können indes für die Schmutzwässerkanäle von Ortsentwässerungen nicht als maßgebend angesehen werden. Hier ist mit größeren Rauigkeitsgraden zu rechnen und zwar mit etwa 0,35 für die gebräuchlichen Tonrohr- und Betonkanäle. Dieser Wert wird zwar von verschiedenen Autoren als zu groß bezeichnet, von einer großen Zahl anderer Fachleute aber als berechtigt anerkannt, da er in dieser Größe jenem Durchschnittswerte am nächsten liegt, der bei zahlreichen Ermittlungen an älteren Kanälen gefunden wurde. Tatsächlich ist die Anwendung des Wertes $m = 0,35$ zur Zeit eine ziemlich allgemeine und zwar sowohl für Tonrohr- und Betonkanäle, als auch für solche aus glattem Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk.

Ebenso ist zur Berechnung der Kanalweiten neben der Kutterschen Formel vielfach auch noch die neue Formel von Bazin in Gebrauch. Nach letzterer ergibt sich die Wassergeschwindigkeit aus folgender Rechnung:

$$v = \frac{87 \sqrt{RJ}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

R und J haben hier die gleiche Bedeutung wie in der Kutterschen Formel. Für γ wird der Wert 0,16 bei glatten Zementwänden, 0,46 bei rauhen gemauerten und gefugten Wänden angegeben. Da sich die Glätte neuer Zementbeton- und Tonrohrkanäle aber im Laufe der Zeit etwas vermindert, wird man für diese Gattung von Kanälen mindestens $\gamma = 0,20$ setzen müssen. Die Wassergeschwindigkeiten sind dann immer noch etwas größer als bei der Kutterschen Formel, so daß nach Bazin etwas kleinere Kanalweiten nötig sind.

Nach Knauff ist die Wassergeschwindigkeit v anzunehmen:

a) bei gemauerten Kanälen

$$v = \frac{103,7 \sqrt{R}}{0,3 + \sqrt{R}} \sqrt{RJ}$$

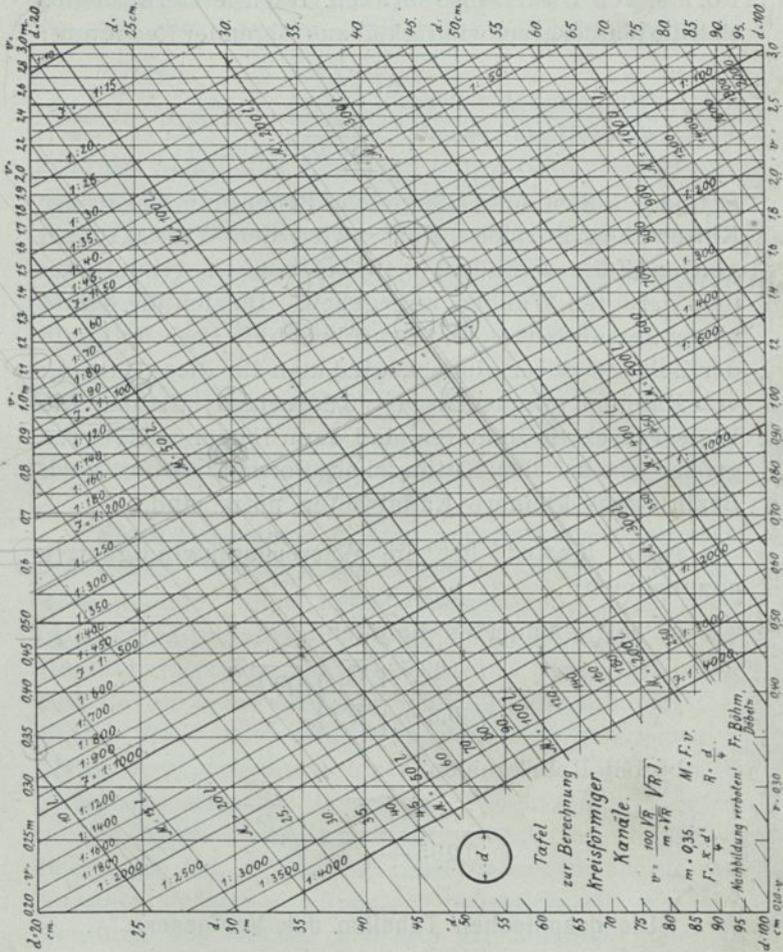
b) bei Rohrkanälen

$$v = \frac{114 \sqrt{R}}{0,265 + \sqrt{R}} \sqrt{RJ}$$

Die graphischen Tabellen des Verfassers.

Die genaue Berechnung aller Kanäle eines Beschleusungsgebietes ist eine sehr langwierige und zeitraubende Arbeit und dies mag mit der Grund

Kreisprofil.



Kutter, $m = 0,35$.

Abb. 14.

sein, daß die Kanalweiten vielfach nur geschätzt werden. Da diese Methode aus begreiflichen Gründen aber durchaus verwerflich, andererseits aber jede Erleichterung bei den oft umfangreichen Querschnittsermittlungen willkommen und geboten ist, hat der Verfasser unter Zugrundelegung der Formeln von Kutter und Bazin mit $m = 0,35$ und $\gamma = 0,20$ für die üblichsten kreis- und eiförmigen Kanäle und für fast alle in der Praxis vorkommenden Fälle graphische Tafeln (Abb. 14 bis 17) entworfen, aus denen sich alle verlangten Größen und Werte mühelos ablesen lassen. Die Tafeln Abb. 14 und 15 dienen zur Berechnung kreis- und eiförmiger Kanäle unter Zugrundelegung der vereinfachten Kutterschen Formel, die Tafeln Abb. 16 und 17 aber für die gleichen Kanalquerschnitte nach der neuen Geschwindigkeitsformel von Bazin. Sie bestehen je aus 4 Liniensystemen, von denen die wagerechten*) Linien die Rohrweiten (d), die senkrechten Linien die Wassergeschwindigkeiten (v), die schrägen, von links oben nach rechts unten fallenden Linien die Gefälle (J), und die schrägen von links unten nach rechts oben steigenden Linien die Wasserabflußmengen (M) bedeuten. In den Tafeln selbst sind der Übersichtlichkeit wegen nur abgerundete Werte von d , v , J und M eingetragen, was aber der Verwendbarkeit der Tafeln für alle anderen Fälle durchaus keine Schranken setzt, da sich alle übrigen Zwischenwerte leicht einschätzen lassen. Selbstverständlich müssen wir uns bei unseren Profilberechnungen nach den auf dem Markte vorrätigen Profilweiten richten; in den Tafeln sind dieselben in Weiten

*) Die Tafeln erfordern zu ihrer Orientierung die Drehung des Buches; die wagerechten Profillinien sind dem Buchrücken parallel.

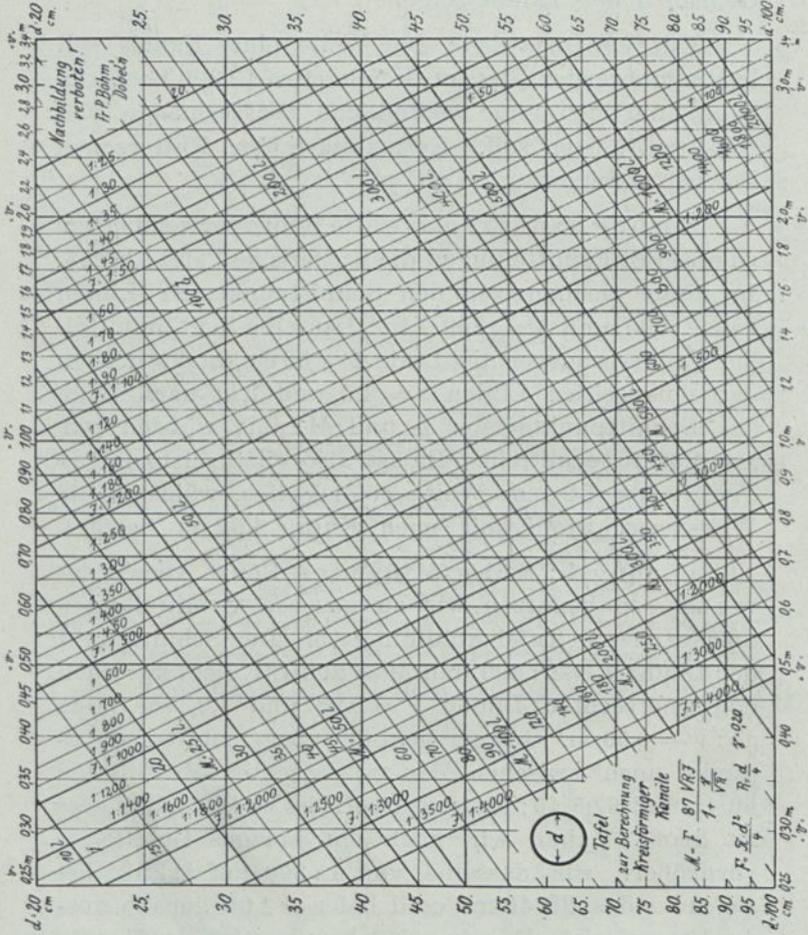
zwischen 20 und 100 cm und wachsend um je 5 cm Breite eingetragen. Einige Beispiele werden den Gebrauch der Tafeln zeigen:

Erstes Beispiel: Die Weite eines Kanals soll bestimmt werden, dessen Gefälle etwa 1 : 300 betragen kann und der eine sekundliche Wassermenge von 200 Ltrn. leisten soll. Es sei nach der Kutterschen Formel gerechnet.

Lösung a: Für kreisrunde Rohre verwenden wir zu unseren Ermittlungen die Kuttersche Tafel Abb. 14. In dieser suchen wir den Schnittpunkt der Linien $J = 1 : 300$ und $M = 200$ Ltr. Derselbe liegt unmittelbar auf der wagerechten Linie $d = 50$ cm, und zwischen den senkrechten Linien $v = 1,0$ und $1,1$; nach Lage des Schnittpunktes der J - und M -Linie würden wir $v = 1,02$ m ermitteln. Es ist also ein kreisförmiges Profil von **50 cm** Weite erforderlich, während die Wassergeschwindigkeit nach Kutter **1,02 m** beträgt.

Lösung b: Sollen eiförmige Rohre verwendet werden, so benutzen wir zu unseren Ermittlungen die Kuttersche Tafel Abbildung 15. Der Schnittpunkt der Linien $J = 1 : 300$ und $M = 200$ Ltr. liegt zwischen den senkrechten Linien $v = 0,95$ und $1,0$, wir lesen ab: $v = 0,99$ m. Ferner liegt der vorgenannte Schnittpunkt noch zwischen den wagerechten Profillinien 60/40 und 67,5/45; ersteres Profil ist zu klein, letzteres zu groß. Haben wir noch ein übriges Gefälle, so vergrößern wir dasselbe von 1 : 300 auf **1 : 250**, bei welchem das **60/40er** Profil bei $v = 1,06$ gerade ausreichen würde. Müssen wir aber am Gefälle für die weiteren Kanalstrecken sparen, so verringern wir dasselbe von 1 : 300 auf **1 : 450**, wobei das **67,5/45 cm** weite Profil mit $v = 0,86$ der verlangten Wasser-

Kreisprofil.



Bazin, $\gamma = 0,20$.

Abb. 16.

führung entsprechen würde. (Die Gefälle 1 : 250 und 1 : 450 haben wir aus unserer Tafel einfach dadurch gefunden, daß wir auf der Wassermengenlinie $M = 200$ Ltr. bis zu den wagerechten Profillinien 60/40 und 67,5/45 aufwärts oder abwärts gegangen sind.)

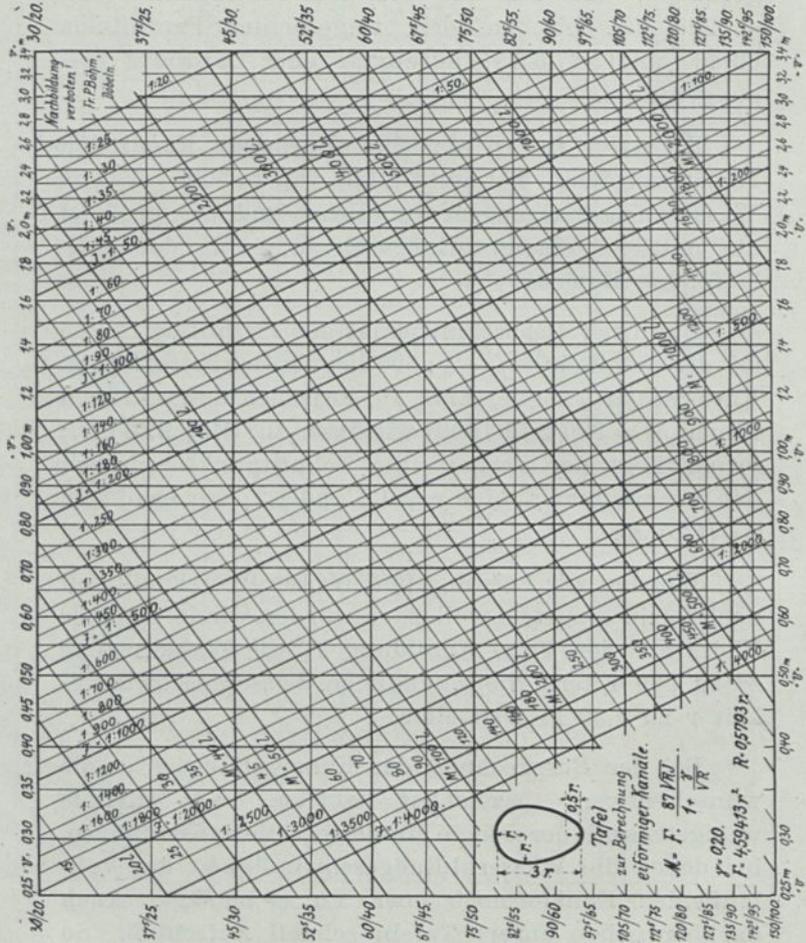
Zweites Beispiel: Ein eiförmiger Kanal von 120/80 cm Weite hat ein Gefälle von 1 : 500. Welche Wassermenge vermag er zu führen und wie groß ist die mittlere Wasserabflußgeschwindigkeit des volllaufenden Kanals?

Lösung: Der Schnittpunkt der Profillinie 120/80 mit der Gefällslinie $J = 1 : 500$ liegt in der betreffenden Kutterschen Tabelle, Abb. 15, zwischen den schrägen Linien $M = 900$ und 1000; wir lesen ab: $M \cong 920$ Ltr.; ferner liegt der vorgenannte Schnittpunkt zwischen den senkrechten Linien $v = 1,2$ und 1,3; wir ermitteln $v = 1,24$ m.

Würden wir Leistung und Wassergeschwindigkeit nach Bazin ermitteln wollen, so würden wir in gleicher Weise aus der Tafel Abbildung 17 die Wassermenge M zu 960 Litern, die sekundliche Wassergeschwindigkeit v zu 1,33 m feststellen.

Bei der Besprechung des Kanalgefälls ist es als wünschenswert bezeichnet worden, alle Kanäle wenigstens mit derartigen Mindestgefällen auszuführen, bei denen die Wasserabflußgeschwindigkeit der volllaufenden Kanäle noch etwa 1,0 m beträgt. Auch darüber geben unsere Tafeln schnell Aufschluß. So läßt sich das Kanalgefälle, welches zur Erreichung einer bestimmten Wassergeschwindigkeit nötig ist, aus den Tafeln ganz einfach nach der Lage der

Eiprofil.



Bazin, $\gamma = 0,20$.

Abb. 17.

Schnittpunkte feststellen, welche die Rohrweiten-Linien mit der betreffenden v -Linie zwischen den Gefällslinien einnehmen. Beispielsweise ermitteln wir für $v = 1,00$ m und $d = 35$ cm das erforderliche Gefälle J nach Kutter $= 1 : 185$, nach Bazin $= 1 : 230$, für $v = 1,00$ m und $d = 60/40$ cm das erforderliche Gefälle J nach Kutter $1 : 275$, nach Bazin $= 1 : 340$.

Längenprofils- und Gefällsfeststellung der Kanäle.

Die Kanäle sind stets für volle Füllung zu berechnen, wobei sowohl mit den erforderlichen Rohrquerschnitten als auch mit dem verfügbaren Gefälle möglichst ökonomisch umzugehen ist. In den betreffenden Formeln ist bei der Rohrberechnung für J stets das Wasserspiegelgefälle (innere Rohrscheitellneigung) der vollaufenden Kanäle einzusetzen.

Am übersichtlichsten und schnellsten geht die Höhen-, Profils- und Gefällsbestimmung der Kanäle von statten, wenn man sich hierbei eines ganz generellen, in Richtung der jeweiligen durchgehenden Kanalstrecke aufgetragenen Längenprofils bedient. In dieses Profil werden die Höhen der Straßenkreuzungen und alle sonstigen bedeutenderen Höhenpunkte der Straßenkrone und der etwa in Betracht kommenden Kanalanschlüsse, Mündungspunkte usw. eingetragen, und zwar am besten in stark verzerrtem Maßstabe (Längen $= 1 : 1000$ bis $1 : 3000$, Höhen mindestens 10 mal größer). Bei wenig oder gleichmäßig geneigten Straßenzügen genügt für das Oberflächenprofil die Eintragung der Kronenhöhen an den Straßenkreuzungen. Nachdem man sich über die erforderliche Tiefenlage der Kanäle Klarheit verschafft hat, läßt sich in diesen Längsprofilen nun leicht die allgemeine Gefällsrichtung der Kanäle

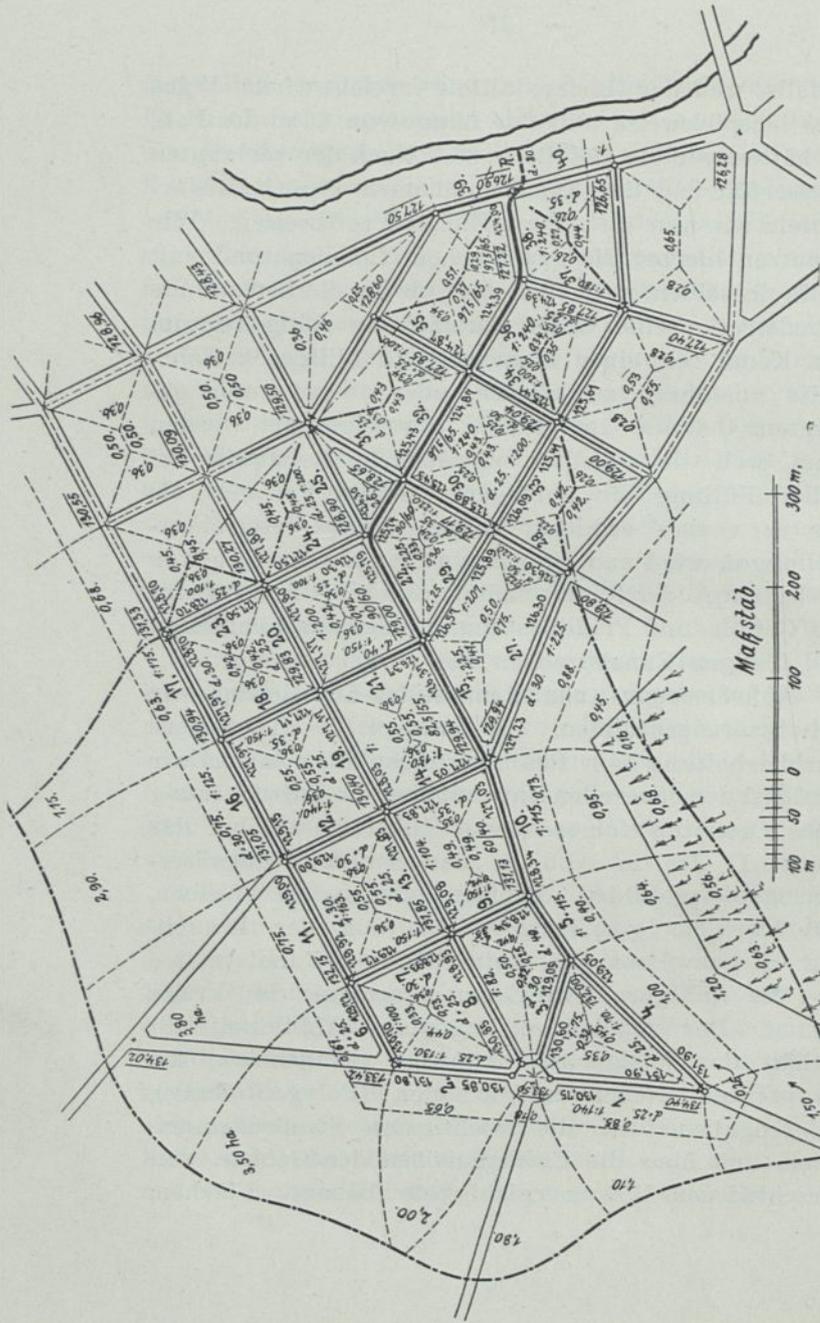
feststellen, und zwar wird zunächst die Tiefenlage der Kanalscheitel eingetragen. Hierher gehören nun auch die Erwägungen, inwieweit diese Gefällslinien zur Erzielung von möglichst stetigen Gefällsübergängen, zur Verbesserung des Gefälls der Nachbarkanäle usw. veränderungsbedürftig und verbesserungsfähig sind, und inwieweit es zulässig ist, außergewöhnliche Straßentiefpunkte unberücksichtigt zu lassen, oder aber eine verkürzte und veränderte Kanalführung unter Durchschneidung nicht allzu wesentlicher Geländerücken vorzunehmen. Es wird hier betont, daß es besonders bei den kleinen nicht begehbaren Kanälen unbedingt nötig ist, Richtungs-, Profil- und Gefällswchelpunkte stets in Verbindung mit Einsteigeschächten zu planen, diese letzteren aber wieder in den vorgeschriebenen Abständen und an den von der Örtlichkeit bestimmten Stellen vorzusehen.

Der eigentlichen Querschnittsbestimmung hat die Ermittlung des zahlenmäßigen Kanalgefälls voranzugehen. Die Kenntnis der von den einzelnen Kanalstrecken abzuführenden Wassermengen ist nach dem früher Gesagten vorauszusetzen, es sollen trotzdem aber auch hierfür weiter unten noch nähere Anweisungen folgen.

Die Kanalgefälle sind im Längsprofile bereits als mehr oder weniger geneigte gerade Linien dargestellt (Kanalscheitellinien). Das jeweilige Gefällsverhältnis einer Kanalstrecke ermitteln wir am schnellsten dadurch, daß wir durch den nächstliegenden Gefällsbrechpunkt der betreffenden Strecke eine Horizontale über oder unter die betreffende Gefällslinie ziehen, hierauf vom Gefällsbrechpunkte ab mit Hilfe des Zirkels auf der Horizontallinie jene Länge feststellen, auf welche ein Höhenabstand von 1 m zwischen der

Gefälls- und der Horizontallinie erreicht wird. Wäre dies beispielsweise auf eine Länge von 86 m der Fall, so hätten wir ein Gefälle 1:86. Nach der verlangten Wasserführung der Kanäle und nach dem Gefälle ermitteln wir nun die erforderlichen Profilweiten. Wir benutzen hierbei die graphischen Tabellen und mit Hilfe derselben stellen wir fest, ob für die betreffende Kanalstrecke eine Gefällsverstärkung nötig ist, um den Kanal mit einer kleineren und billigeren Rohrweite ausführen zu können, oder ob bei wenig geneigtem Gelände am Gefälle etwas gespart werden kann, weil die ohnedies erforderliche Rohrweite bei voller Füllung ein geringeres Gefälle verlangt, als wir es vorher ermittelt haben. Nach diesen Feststellungen wird nun die genaue Ausrechnung der Höhenlage der Kanalscheitel ausgeführt und hierauf die Gefälls- und Profilbestimmung der anschließenden und übrigen Kanalstrecken wie vorher erledigt.

Abflüßmengen- und Kanalweiten-Ermittlung von Entwässerungsgebieten. Als Beispiel für die weitere Durcharbeitung von Beschleunigungsplänen lassen wir zunächst den generellen Entwurf über die Entwässerung eines Ortsteiles folgen (siehe Abb. 18), welcher das Gebiet II des in Abb. 3 dargestellten Entwässerungsgebietes bildet. Erörterungen haben ergeben, daß hier die gemeinsame Ableitung der Brauch- und Regenwässer in nur einem Kanalsysteme als die billigere Entwässerungsanlage in Frage kommt. Der zugehörige Lageplan (Abbildung 18) enthält das jetzige und künftige Straßennetz, die Haupt- und Nebenwasserscheiden (Polygonteilung), die Angaben über die wichtigsten Straßenkronenhöhen und über die Flächengrößen der Gebiete von verschiedener Wasserergiebigkeit (bebaute Flächen,



Genereller Entwurf über die Entwässerung eines Ortsteiles.

- Zahlen - Erklärung.
- 33972 = Straßenkantenhöhen.
 - 2,39 = Entwässerungshöhe in h_a.
 - 7-225 = Kanalgefälle.
 - = Hauptwassercheiden.
 - = im inneren Schalen (siehe d. 25 ... 60/60 ... = Kanalweiten in cm.
 - = Konularifang.
 - = Nebenwassercheiden.

Felder und Wiesen, Wald). Die Kanalberechnung soll unter Zugrundelegung einer durchschnittlichen jährlichen Regenhöhe von 90 mm erfolgen, was nach der Knauff'schen Formel einer Sturzregenmenge $Q = \sim 100$ Sekl. entspricht. Unter Einsetzung der entsprechenden Dichtigkeitszahlen ζ (siehe Seite 10) — für die landläufig und villenmäßig bebauten Flächen $= \zeta_3 = 0,3$, für Felder und Wiesen $= \zeta_5 = 0,1$, für Wald $= \zeta_6 = 0,05$ — ergeben sich die Sturzregen-Abflußmengen $Q \cdot \zeta$ für 1 ha bebaute Fläche zu $100 \cdot 0,3 = 30$ Ltr., Felder und Wiesen $= 100 \cdot 0,1 = 10$ Ltr., Wald $= 100 \cdot 0,05 = 5$ Ltr. Der Abflußverzögerung ist bei dieser Vorberechnung durch die übliche Verzögerungsformel mit dem Brix'schen Werte $n = 6$ Rechnung getragen. Die Feststellung der Kanalweiten ist demnach noch keine endgültige und bedarf daher der Nachprüfung. Nach den Erörterungen über die ortsübliche Tiefe der zu entwässernden Keller usw. ist eine mittlere Kanaltiefe (Scheiteltiefelage unter Straßenkrone) von 2,5—3,0 m erforderlich. Nach Feststellung der Lage der Hauptkanäle entsprechend der natürlichen Hauptwasserabflußrichtung war zur Ermittlung der entsprechenden Verzögerungswerte auf Grund der Hauptkanal-Eigengebietsflächen zu verschreiten. Es geschah dies tabellarisch und für alle jene Kanalstrecken, in welche oberhalb eine oder mehrere Nebkanalstrecken münden. Der Rechnungsvorgang hierbei ist aus der folgenden Tabelle zu ersehen, welche bei einem Vergleiche mit dem Schleusenplane, Abb. 18, einer weiteren Erläuterung nicht bedarf.

Tabelle zur Bestimmung des Verzögerungswertes μ für Spalte A der nachfolgenden Kanalberechnung.

Kanalstrecke	Eigengebiet in Hektaren				Verz.-Wert μ	Bemerkungen
	bebaut	Wiese, Feld	Wald	zus. F.		
1	1,20	1,10	—	2,30	0,88	Die Verzögerung ist nach der Formel von Brix $\mu = \frac{1}{6 \sqrt{F}}$ ermittelt. (Vergl. die Zahlenwerte auf Seite 13.)
3	0,64	—	—	2,94	0,84	
5	0,65	0,64	0,56	4,79	0,77	
10	1,22	0,95	0,68	7,64	0,71	
15	0,96	—	—	8,60	0,70	
22	0,75	—	—	9,35	0,69	
26	0,27	—	—	9,62	0,69	
32	0,86	—	—	10,48	0,68	
36	0,71	—	—	11,19	0,67	
38	0,56	—	—	11,75	0,66	
6	0,94	3,50	—	4,44	0,78	
7	0,72	—	—	5,16	0,76	
9	1,03	—	—	6,00	0,74	
11	1,30	3,80	—	5,10	0,76	
12	0,72	—	—	5 82	0,75	
14	0,71	—	—	6,53	0,73	

Auf gleiche Weise sind die Werte μ für die Eigengebietsflächen der Kanalstrecken 16 = 0,79, 18 = 0,77, 21 = 0,75, 24 = 0,93, 27 = 0,88, 28 = 0,87, 30 = 0,80, 34 = 0,94 usw. ermittelt. Für Flächen $< 1,00$ ist $\mu = 1,00$ gesetzt.

Die Kanalberechnung selbst erfolgt ebenfalls am besten in tabellarischer Form, und zwar wird mit der Berechnung bei den obersten Kanalstrecken begonnen. Die nachfolgende Tabelle zeigt den Gang der zur überschläglichen Ermittlung der Abflusmengen und Kanalweiten erforderlichen Rechnungen. (Anders zusammengesetzte Entwässerungsgebiete würden in dieser Tabellenform die sinngemäße Erweiterung oder Abänderung der Spalten für die Entwässerungsflächen und Wassermengen bedingen.)

**Überschlägliche Ermittlung der Abflußmengen und Kanalweiten
für das in Abb. 18 dargestellte Entwässerungsgebiet.**

Kanalstrecke Nr.	Vorder- ansatz	Entwässerungsfläche in Hektaren				A. Verz.- Wert μ nach Tab. 1	Wassermengen in Litern pro Sek. bei Sturzregen:				B. Kanal- gefälle	Erford. Rohr- weite cm	Leistg. des ge- füllten Kanals in Sekl.	
		be- baut 1	Wiese Feld 2	Wald 3	zu- sam- men		von d. Flächen unter			C. Ab- fluß- menge $M \cdot \mu$				
							1	2	3					Σm $= M$
						m_1	m_2	m_3						
1	—	1,20	1,10	—	2,30	0,88	36	11	—	47	41	1:140	$d=25$	42
2	—	1,09	2,00	—	3,09	0,83	33	20	—	53	44	1:130	$d=25$	45
3	1 u. 2	0,64	—	—	0,63	0,84	88	31	—	119	100	1:75	$d=30$	100
		2,29	3,10	—										
4	—	2,93	3,10	—	0,63	0,84	88	31	—	119	100	1:75	$d=30$	100
5	—	1,71	2,70	0,63	5,04	0,76	51	27	3	81	62	1:70	$d=25$	62
6	3 u. 4	0,65	0,64	0,56	12,92	0,77	159	64	6	229	176	1:115	$d=40$	180
7		4,64	5,80	0,63										
8	—	0,94	3,50	—	4,44	0,78	28	35	—	63	49	1:100	$d=25$	50
9	6	0,72	—	—	5,16	0,76	50	35	—	85	65	1:150	$d=30$	74
10		0,94	3,50	—										
11	—	1,66	3,50	—	5,16	0,76	50	35	—	85	65	1:150	$d=30$	74
12	7 u. 8	0,84	—	—	1,03	0,99	31	—	—	31	31	1:82	$d=25$	56
13		2,69	3,50	—										
14	—	3,53	3,50	—	7,03	0,74	106	35	—	141	104	1:150	$d=35$	105
15	5 u. 9	1,22	0,95	0,68	22,80	0,71	301	109	9	419	297	1:115	60/40	300
16		8,82	9,94	1,19										
17	—	10,04	10,89	1,87	22,80	0,71	301	109	9	419	297	1:115	60/40	300
18	32, 34, 35	0,71	—	—	52,31	0,67	933	192	10	1235	760	1:240	$97^{\circ}/_{05}$	770
19		30,38	19,19	2,03										
20	—	31,09	19,19	2,03	52,31	0,67	933	192	10	1235	760	1:240	$97^{\circ}/_{05}$	770
21	—	0,52	—	—	0,52	1,00	16	—	—	16	16	1:180	$d=25$	38
22	—	0,56	—	—	0,52	1,00	16	—	—	16	16	1:180	$d=25$	38
23	36, 37	31,62	19,19	2,03	53,39	0,66	965	192	10	1167	770	1:240	$97^{\circ}/_{05}$	770
24		32,17	19,19	2,03										

Anmerkung: Wasserabfluß m von den Flächen unter 1 = 30 sekl., 2 = 10 sekl., 3 = 5 sekl./ha. Rechnungen nach der vereinfachten Kutterschen Formel. — Das in Spalte B angegebene Verhältnis des Gefälls J ergibt sich aus der Division der Kanallänge l durch das absolute Gefälle h ; es ist $J = \frac{l}{h}$. Ist $l = 135$ m, $h = 0,56$ m, so ist $J = 135 : 0,56 = 241 = \approx 1 : 240$.

In den Spalten 1, 2 und 3 der vorstehenden tabellarischen Ermittlung wurden zunächst die Eigengebietsflächen eingesetzt und dann, falls der Kanal auch anderen Kanälen zur Vorflut dient, die Entwässerungsflächen dieser Kanäle eingetragen (Ifd. Nr. 3, 5 usw.). In Spalte A wird der nach der vorhergehenden Tabelle für die Eigengebietsflächen ermittelte Verzögerungswert μ eingestellt. Unter Berücksichtigung der am Fuße der Aufstellung ersichtlichen Anmerkungen ergibt sich dann beispielsweise der Wasserabfluß für die Kanalstrecke Nr. 3 $m_1 = 2,93 \cdot 30 = 88$ Ltr.; $m_2 = 3,10 \cdot 10 = 31$ Ltr.; $m_3 = -$; zusammen demnach $\Sigma m = M = 119$ Ltr. Die der vorläufigen Kanalberechnung zu Grunde zu legende Abflußmenge $M \cdot \mu$ (Produkt der Zahlen in Spalte A und C) beträgt dann $119 \cdot 0,84 = 100$ Ltr. Die erforderlichen vorläufigen Rohrweiten können sodann nach Durchführung aller dieser Rechnungen für das betreffende Kanalgefälle und die gegebene Abflußmenge mit Leichtigkeit aus den graphischen Tabellen ermittelt werden. Im vorliegenden Falle sind die Kanalweiten nach der Kutterschen Formel (mit $m = 0,35$) bestimmt worden.

Kanalberechnung nach graphisch ermittelter Abflußverzögerung. Die Berechnung eines Kanalnetzes unter Berücksichtigung der Abflußverzögerung für einen 15 Minuten dauernden Sturzregen sei nachstehend erläutert. Hierbei wird auf die Abbildung 19 Bezug genommen. Der dort dargestellte Entwässerungsplan stellt das Zuflußgebiet der Strecke C-B des Hauptsammlers C-B-A-F der Abbildung 1 dar. Die Planbezeichnungen haben hier im allgemeinen die gleiche Bedeutung wie bei dem generellen Entwürfe der Abbildung 18. Der Berechnung ist die

Kuttersche Formel mit $m = 0,35$ und ein Sturzregen $Q = 120$ sekl./ha zu Grunde gelegt. Das ziemlich gleichmäßig und weiträumig bebaute Gebiet läßt unter Berücksichtigung der Versickerung und mit Einschluß der häuslichen Abwässer eine sekundliche Abflußmenge von rd. 40 l/ha erwarten.

Der Vorberechnung des Kanalnetzes nach der Bürkli-Zieglerschen Verzögerungsformel ging für die größeren Kanäle eine Ermittlung der Eigengebietsflächen zur Feststellung des ungefähren Verzögerungswertes μ voraus. Für den Hauptkanal C-B geschah dies wie folgt:

Hfd. Nr.	Kanal Strecke	Größe des Eigengebiets in ha:			Ins- gesamt ha	Verzöge- rungswert μ (nach Brix)
		bis zum Punkte	Fläche ha	Zu- wachs- ha		
1	C-r	C	—	1,22	1,22	0,967
4	r-q	r	1,22	0,81	2,03	0,889
6	q-p	q	2,03	0,58	2,61	0,852
12	p-o	p	2,61	1,55	4,16	0,789
16	o-n	o	4,16	0,51	4,67	0,773
21	n-m	n	4,67	2,88	7,55	0,714
24	m-l	m	7,55	1,56	9,11	0,693
28	k-i	k	9,97	1,60	11,57	0,665
32	i-h	i	11,67	0,10	11,67	0,664
51	c-b	c	16,21	0,63	16,83	0,625
54	b-a	b	16,84	0,78	17,62	0,622
58	a-B	a	17,62	—	17,62	0,622

Unter Verwendung der gefundenen ungefähren Verzögerungswerte μ in Spalte 8 wurden die angenäherten Abflußmengen und Kanalweiten wie folgt berechnet:

Kanal		Entwässerungsgebiet				Abflußmenge			des Kanals					
lfde. Nr.	Strecke	der Teilstrecke ha	der Neben- kanäle		zusammen ha	der Ge- samfläche ha	für das Eigengebiet μ	ungef. größter Durchfl. Sek./l.	Gefälle	ungefähre Weite cm	Leistung Sek./l.	Länge m	Durchflüß- geschwindigkeit m/Sk.	Durchflüß- zeit Sek.
			lfde. Nr.	Größe ha										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	C-r	1,22	—	—	1,22	49	0,967	47	1:116	Ⓢ 25	61	154	0,97	159
4	r-q	0,81	1, 2, 3	2,85	3,66	146	0,889	130	1:220	Ⓢ 40	130	120	1,02	118
6	q-p	0,58	4, 5	4,29	4,87	195	0,852	166	1:260	Ⓢ 45	166	112	1,02	110
12	p-o	1,55	6, 9, 11	9,08	10,63	425	0,789	335	1:290	75/50	335	187	1,16	161
16	o-n	0,51	12, 15	14,21	14,72	689	0,773	533	1:320	90/60	533	50	1,27	39
21	n-m	2,88	16, 20	19,25	22,13	885	0,714	632	1:510	105/70	632	218	1,11	179
24	m-l	1,56	21, 22, 23	23,09	24,65	986	0,693	673	1:450	105/70	673	168	1,19	141
26	l-k	0,86	24, 25	24,81	25,67	1027	0,682	700	1:420	105/70	700	133	1,24	107
28	k-i	1,60	26, 27	26,41	28,01	1120	0,665	745	1:375	105/70	745	178	1,32	135
32	i-h	0,10	28, 31	29,97	30,07	1203	0,664	799	1:325	105/70	799	24	1,40	17
34	h-g	0,56	32, 33	31,50	32,06	1282	0,659	845	1:280	105/70	845	121	1,50	81
37	g-f	2,40	34, 35, 36	33,68	36,08	1443	0,639	922	1:240	105/70	922	207	1,62	128
41	f-e	0,32	37, 40	38,41	38,73	1549	0,637	987	1:230	105/70	987	58	1,72	34
43	e-d	0,91	41, 42	39,93	40,84	1634	0,631	1031	1:200	105/70	1031	128	1,80	71
47	d-c	0,35	43, 46	42,68	43,03	1721	0,629	1083	1:180	105/70	1083	67	1,88	36
51	c-b	0,63	47, 48, 50	44,71	45,34	1814	0,625	1134	1:340	120/80	1134	112	1,52	74
54	b-a	0,78	51, 53	47,05	47,83	1913	0,622	1190	1:300	120/80	1190	98	1,60	61
58	a-B	—	54, 57	52,00	52,00	2078	0,622	1293	1:250	120/80	1293	130	1,75	74

Die in Spalte 7 und 15 aufgeführten Zahlen für die Gesamt-Abflußmenge und für die Durchflußzeiten wurden hierauf zur Zeichnung der Abflußlinie und Abflußfigur des Hauptkanals benutzt um hiernach die größten sekundlichen Durchflußmengen des angenommenen 15-Minuten-Regens zu ermitteln. Die betreffende Abflußfigur ist in Abbildung 2 oberhalb der wagerechten Zeitlinie B'-R mit dargestellt und bereits früher erläutert. Die nach dieser Abflußfigur ermittelten und vorn bereits mitgeteilten größten Durchflußmengen sind in Spalte 6 der nach-

stehenden Übersicht eingestellt, und nach ihnen sind für die jeweiligen Kanalgefälle die Kanalweiten nochmals berechnet worden.

Kanal	Strecke	Gefälle	Abflußmenge			Erforderliche Kanalweite		Abänderung für d. Abflußmenge in Spalte 6		Bemerkungen
			von der Gesamfläche	nach der Bürkli-Ziegler-Formel	nach der Abflußig.	nach der Bürkli-Ziegler-Formel	nach der Abflußig.	des Gefälles	des Kanalquerschnitts	
lfd. Nr.			sekl.	sekl.	sekl.	cm	cm			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	C-r	1:116	49	47	49	25	30			
4	r-q	1:220	146	130	146	40	45			
6	q-p	1:260	195	166	195	45	50			
12	p-o	1:290	425	335	425	75/50	82 ⁵ /55			
16	o-n	1:320	689	533	689	90/60	105/70	1:295	97 ⁵ /65	
21	n-m	1:510	885	632	885	105/70	120/80	1:400	112 ⁵ /75	
24	m-l	1:450	986	673	*980	105/70	120/80	1:320	112 ⁵ /75	
26	l-k	1:420	1027	700	990	105/70	120/80	1:315	112 ⁵ /75	
28	k-i	1:375	1120	745	990	105/70	120/80	1:315	112 ⁵ /75	
32	i-h	1:325	1203	799	1050	105/70	120/80	1:250	112 ⁵ /75	
34	h-g	1:280	1282	845	1100	105/70	120/80	1:250	112 ⁵ /75	
37	g-f	1:240	1443	922	1110	105/70	112 ⁵ /75	1:250	112 ⁵ /75	
41	f-e	1:230	1549	987	1150	105/70	112 ⁵ /75	1:325	120/80	
43	e-d	1:200	1634	1031	1150	105/70	112 ⁵ /75	1:325	120/80	
47	d-c	1:180	1721	1083	1150	105/70	112 ⁵ /75	1:325	120/80	
51	c-b	1:340	1814	1134	1150	120/80	120/80	1:325	120/80	
54	b-a	1:300	1913	1190	1150	120/80	120/80	1:325	120/80	
58	a-B	1:250	2078	1293	1150	120/80	120/80	1:325	120/80	

* Beginn der Abflußverzögerung auf der Kanalstrecke Nr. 24.

Eine Durchsicht der Spalte 8 zeigt, daß die erforderlichen Kanalweiten in den unteren Strecken zum Teil größer sind, als in den Strecken zuvor. Dieser Umstand ist ja hier mit der Rechnung übereinstimmend. Hier setzt er aber voraus, daß an jener Stelle, an welcher das größere Kanalprofil in ein kleineres übergehen soll, eine kleine Gefällsstufe in der Scheitellinie vorgesehen werde, um mindestens

die Kanalsohlen in gleiche Höhe zu bringen. Diesem Umstande sucht man aber besser dadurch Rechnung zu tragen, daß man eine stetige Zunahme der Kanalquerschnitte anstrebt, indem hier bei den oberen und größeren Kanälen das Gefälle verstärkt, bei den unteren kleineren Kanälen aber verringert wird. Dieser Ausgleich ist oft berechtigt. Er bedeutet eine Ersparnis am Kanalquerschnitte gegenüber nur wenig höheren Erdarbeitskosten. Im unteren Teile der Abbildung 19 ist eine derartige Gefälls- und Querschnittsausgleichung angedeutet. Die im Längsschnitt schraffierte Fläche bezeichnet den vermehrten Erd-aushub.

Streng genommen, müßte der ganze Rechnungsvorgang wiederholt werden, wenn die Abweichungen zwischen der angenäherten und richtigeren Kanalberechnung sehr groß sind. Geringere Unterschiede führen indes zu keinen wesentlich anderen Ergebnissen.

Im vorliegenden Falle wäre es ja angebracht gewesen, die Berechnung nach der Bürkli-Ziegler'schen Näherungsformel nicht schon bei den obersten und kleinsten, sondern erst bei jenen Kanalstrecken einzusetzen, wo sich die Abflußverzögerung in Wirklichkeit erst bemerkbar macht. Die hier durchgeführte Rechnung soll indes lediglich das Unzutreffende in der Berechnung der kleinen Kanäle zeigen, andererseits aber beweisen, daß bei sinngemäßer Anwendung der Formel für die unteren Kanalstrecken durchaus nicht immer zu kleine Abflußmengen und Kanalweiten erzielt werden müssen. Gleichwohl wird der Formel nach wie vor nur für Näherungsrechnungen ein Wert beizulegen und dem graphischen Verfahren der Vorzug einzuräumen sein.

Anordnung und Berechnung der Regenüberfälle (Notauslässe, Entlastungsanlagen) **der Vollkanalisationen.** Bei der Planung dieser Anlagen ist es wichtig zu wissen, bei welchem Schmutzwasser-Verdünnungsgrade eine zeitweise Einleitung der Schleusenwässer in vorbeifließende offene Gewässer zulässig ist. Auf dieses Verdünnungsverhältnis sind sowohl die örtliche Lage des Notauslasses, als auch die Eigenschaften des in Frage kommenden Vorflutgewässers von Einfluß. Je langsamfließender und wasserärmer das Vorflutgewässer ist, um so geringere Schmutzwassermengen dürfen demselben eingeleitet werden, je bewegter und wasserreicher dasselbe, um so weniger werden sich etwaige Nachteile einer zu geringen Schmutzwasserverdünnung bemerkbar machen. Der Anordnung der Notauslässe kommt der Umstand zu gute, daß der Größtabfluß eines Kanalnetzes bei allen Sturzregen wegen der schnelleren Abwässerung der bedeutend kleineren Zuflußgebiete meist vor dem Eintreffen der Höchstwasserstände der Vorflutgewässer stattfindet. An der Ausmündung der Notauslässe etwa noch bestehende Wasserverunreinigungen werden in der Regel durch die nachfolgende Hochwasserwelle beseitigt.

Die üblichen Verdünnungsgrade der durch Notauslässe abzuweisenden Schmutzwässer bewegen sich in Grenzen zwischen 1:2 und 1:8, im großen und ganzen wird eine durch Regenwässer fünffach verdünnte Schmutzwassermenge — (1:5) — bei nicht allzu ungünstigen Vorflutverhältnissen selbst innerhalb der bebauten Ortsteile keine nennenswerten Nachteile hervorrufen.

Da die Schmutzwässer bei gemeinsamer Abführung mit den Regenwässern nur einen ganz

geringen Teil der Gesamtabflußmengen darstellen, wird der zu entlastende Hauptkanal bei den üblichen zulässigen Schmutzwasserverdünnungen stets nur zu einem Teile seiner Höhe gefüllt sein. Nach dieser für jeden einzelnen Fall zu bestimmenden Füllhöhe richtet sich die Höhenlage der Regenüberfallkronen; denn der Regenüberfall soll doch erst in Wirkung sein, wenn die zulässige Schmutzwasserverdünnung im Hauptkanale erreicht und überschritten ist. Zur Ermittlung der Füllhöhen der üblichsten

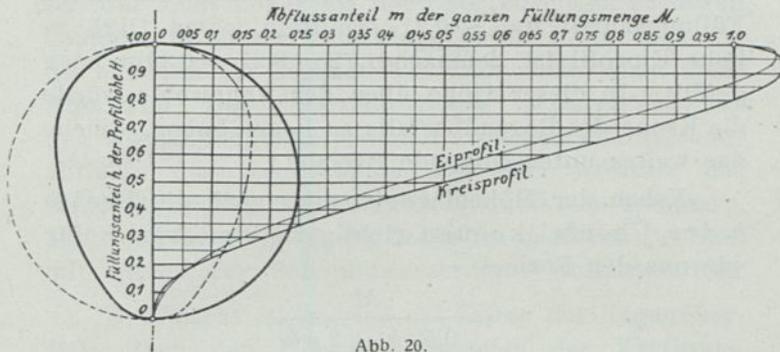


Abb. 20.

kreis- und eiförmigen Kanäle bedienen wir uns des in Abbildung 20 dargestellten Diagramms. Ein Beispiel möge den Gebrauch desselben zeigen.

Beispiel: Welche Füllhöhe hat ein $112^5/75$ cm weiter eiförmiger Kanal beim Gefälle 1:240, wenn er die Schmutzwässer einer 58 ha großen, ländlich bebauten Fläche mit 5facher Verdünnung abführt? Die Einwohnerzahl wird nach Ausbau des Gebiets durchschnittlich etwa 125 für 1 ha betragen.

Nach der graph. Tabelle Abb. 15 leistet der volllaufende Kanal nach Kutter 1130 Sekl. Nach den Ausführungen im Abschnitt „Brauchwassermenge“

beträgt der größte sekundliche Trockenabfluß etwa $125 \cdot 0,003 = 0,38$ Sekl. ha, bei 58 ha demnach 22 Sekl. Hierzu die fünffache Regenmenge, ergibt eine Abflußmenge von 132 Sekl. Diese Wassermenge beträgt das $\frac{132}{1130} = \sim 0,12$ fache des Gesamtabflusses. Diesen Wert $m = 0,12$ suchen wir im Diagramm (Abb. 20) zwischen den senkrechten Linien 0,10 und 0,15 auf, gehen auf dieser Linie senkrecht bis zum Schnittpunkt mit der Eiprofil-Kurve und sodann in genau wagerechter Richtung seitwärts, wobei wir einen Füllungsanteil $h = \sim 0,27$ ermitteln. Das 1,125 m hohe Eiprofil ist demnach $1,125 \cdot 0,27 = 0,30$ m hoch gefüllt. In dieser Höhe über der Kanalsohle würde die Krone des Regenüberfalls zu liegen haben. (Siehe das weiter unten folgende Beispiel.)

Neben der Höhenlage ist aber auch die Breite b der Überfallkronen richtig zu bemessen, wofür wir uns der Formel

$$b = \frac{M}{0,5 \cdot h \cdot \sqrt{2gh}}$$

bedienen, in welcher M den abzuweisenden Teil der Wassermenge des zu entlastenden Kanals, h die Höhe des über den Überfall fließenden Wassers und g den bekannten Wert 9,81 bedeutet. Die über den Überfall fließende Wassermenge ist dann

$$M = 0,5 b h \sqrt{2gh}$$

Die Höhe c der Überfallkrone über der Sohle des Hauptkanals von der lichten Profilhöhe H des letzteren abgezogen, würde den verfügbaren Wert h nach den vorstehenden Formeln als Maximum zu $h = H - c$ ergeben. Es empfiehlt sich aber, besonders um die weiterführende Strecke des Schmutz-

wasserkanals nicht allzusehr unter Druck zu setzen, den Überfall etwas länger zu bemessen und dafür zu setzen:

$$h = \frac{2}{3}(H - c)$$

Die Sohlenhöhe des weiterführenden und für das entsprechende Verdünnungsverhältnis zu berechnenden Schmutzwasserkanals hat selbstverständlich nicht höher zu liegen, als die Hauptkanalsole am Überfalle. Sie ist aber so tief anzulegen, daß der Rohrscheitel nicht höher als der Überfallrücken zu liegen kommt. In dieser Höhenlage ist auch der Scheitel des entlastenden Regenauslaßkanals anzuordnen (siehe Abb. 21). Der Querschnitt des letzteren ist für den Wassermengenunterschied zwischen dem Gesamtabflusse des Hauptkanals und dem Abflusse des weiterführenden Schmutzwasserkanals zu bemessen, ohne daß es nötig ist, die Sohle bei größeren Profilen mit besonderer Schmutzwasserrinne auszugestalten.

Erwünscht ist es, daß die Krone der Regenüberfälle über den Hochwasserständen des Vorflutgewässers liegt. Wo dies wegen mangelndem Gefälle nicht angängig ist, suche man zum mindesten eine Höhenlage über dem Spiegel der kleineren Sommerhochwässer anzustreben, wobei aber unter Umständen zur Vermeidung von Hochwasserrückstauen auf eine Schließung des Regenüberfalls durch Schützen oder Schieber, in ganz ungünstigen Fällen — also bei noch tieferer Lage — sogar auf ein Überpumpen der Wässer aus den tieferen Gebietszonen Bedacht zu nehmen ist.

Beispiel: Die Überfallbreite und die in Betracht kommenden Kanalweiten der Anschlußkanäle des nach Abbildung 18 am Vereinigungspunkte der

Kanäle 38 und 39 geplanten Regenauslasses R sind zu bestimmen.

Nach Nr. 38 der zugehörigen Kanalweiten-Berechnung hat der Kanal 38 an seinem Ende eine Wassermenge von 770 Sekl. abzuführen. Die mit der fünffachen Regenmenge verdünnte Schmutzwassermenge beträgt $0,38 \cdot 32,17 \cdot 6 = \sim 74$ Ltr. Der Kanal 39 führt 290 Ltr., von welcher Menge das ebenso verdünnte Schmutzwasser 58 Ltr. betragen möge. Das Kanalgefälle ist 1:240. Das Vereinigungsprofil würde demnach $770 + 290 = 1060$ Sekl. zu leisten haben, wofür bei dem angegebenen Gefälle ein $1,125 \times 0,75$ m weites Eiprofil nötig ist, welches nach Kutter bei voller Füllung sekundlich etwa 1130 Ltr. leistet. Für die Vereinigungsstrecke bilden wir im vorliegenden Falle nur den unteren Teil des vorstehend ermittelten Vereinigungsprofils aus und zwar bis zur Höhe der Überfallkrone, welche hier unmittelbar an der Vereinigungsstelle der Kanäle 38 und 39 beginnt. Nach dem vorhergegangenen Beispiele liegt die Überfallkrone bei einer Wasserführung von $74 + 58 = 132$ Ltr. rund 0,30 m über der Kanalsole. Bei größeren Füllhöhen tritt der Regenüberfall in Wirkung. Da hier die lichte Profilhöhe des Vereinigungsprofils konstruktiv höher ausfällt, als die oben ermittelte Profilhöhe von 1,125 m, so ist nur noch die freie Länge des Überfalls zu bestimmen. Wir richten uns in Bezug auf den bereits mitgeteilten Formelwert H nach der Höhe des Hauptkanals 38, welche 0,975 m beträgt und ermitteln vorläufig für
$$h = \frac{2}{3} (0,975 - 0,30) = 0,45 \text{ m.}$$
 Bei dieser Höhe der überfallenden Wasserschicht ist aber der weiterführende Schmutzwasserkanal Nr. 40 noch stark unter

Druck. Wir setzen deshalb $h = 0,30$ m. Da die über den Überfall fließende Wassermenge $1060 - 132 = 928$ Ltr. = $0,928$ cbm beträgt, ergibt sich die erforderliche Überfallrückenlänge

$$b = \frac{0,928}{0,5 \cdot 0,30 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,30}} = 2,58 \text{ m} = \sim 2,6 \text{ m}$$

Mit Benutzung der graphischen Kutterschen Tabellen bestimmen wir die Kreisprofil-Weite des Regenauslaßkanals, welcher ein Gefälle von $1 : 80$ erhalten kann, für die Wasserführung von 950 Sekl. zu $d = 0,80$ m.

Der weiterführende Schmutzwasserkanal würde bei einer sekundlichen Leistung von 132 Ltr. und einem Gefälle von $1 : 100$ eine kreisförmige Weite von $0,35$ m erhalten können. Muß aber das in der Abb. 21 angegebene Gefälle von $1 : 140$ eingehalten werden, so sind 40 cm weite Kreisrohre nötig. Nähere Einzelheiten gehen aus der zugehörigen Abbildung 21 hervor, in welcher die freie Überfalllänge der Sicherheit halber zu $2,70$ m angenommen worden ist, statt der rechnerisch begründeten Länge von rund $2,60$ m.

Kleinere Wasserläufe im Entwässerungsgebiete.

Nicht selten wird die regelrechte Kanalisierung einzelner Ortschaften oder Ortsteile durch kleinere Wasserläufe erschwert oder beeinflußt. Teils ist es die zu flache Lage, teils die zeitweise Wasserarmut, teils aber auch eine mehr sanitäre oder ästhetische Forderung, welche eine Sonderbeachtung dieser Gewässer nötig macht. In den meisten Fällen erfordert die bauliche Erschließung und der fortschreitende Ausbau der betreffenden Ortsteile eine Verdrängung oder Verlegung des bisherigen Wasserbettes. Wo irgend möglich und zulässig, sind diese Gewässer

durch die Einführung von Notauslässen zur Entlastung des Kanalnetzes nutzbar zu machen.

In vielen Fällen wird aber auch eine geschlossene Abführung dieser Gewässer in besonderen Kanälen zweckmäßig sein. Dann wird es sich meist empfehlen, diese Kanäle in die dem natürlichen Bette am nächsten liegenden tieferen und genügend breiten Straßenzüge oder in die Flächen der Hausvorgärten zu legen, vorausgesetzt, daß die Lage des alten Wasserlaufbettes oder die veränderte Vorflut für die anliegenden Flächen diese Verlegung auch gestattet. Diese Wasserläufe sind dann nach Möglichkeit auch zur Spülung des Kanalnetzes nutzbar zu machen, unter Umständen durch die Anlage besonderer, zu den oberen Kanalstrecken führender Spülwasserleitungen.

Bei den zu kanalisierenden kleineren Wasserläufen muß die abfließende größte Hochwassermenge bekannt sein, da hiernach der Kanalquerschnitt bemessen werden muß. Sehr oft läßt sich der erforderliche Durchflußquerschnitt nach ober- oder unterhalb gelegenen Durchlässen, Brücken u. dgl. beurteilen, ebenso geben Hochwasserquerschnitts- und Wassermengen-Messungen an der betreffenden Wasserlaufstrecke Aufschluß über den erforderlichen Kanalquerschnitt.

Endlich lassen sich auch aus Größe, Beschaffenheit und Wasserergiebigkeit des Zuflußgebiets annähernde Schlüsse für die Querschnittsbemessung ziehen. Insbesondere gilt es, den nicht versickernden Abflußanteil ζ der Regenmenge Q möglichst sorgfältig zu ermitteln, da große Niederschlagsgebiete meist aus Flächen von verschiedener Bodendichte bestehen. Über die Größe von ζ gibt

die nachstehende Übersicht einen Anhalt. ζ beträgt im Durchschnitt:

	im Flach- lande:	im Hügel- lande:	im Gebirge:
a) bei fast unbewaldeten, wenig durchlässigen, also ziemlich wasserergiebigem Zuflußgebieten	0,25 Q	0,40 Q	0,50 Q
b) bei annähernd im gleichen Verhältnisse bewaldeten und unbewaldeten Gebietsflächen von mittlerer Wasserergiebigkeit	0,15 „	0,20 „	0,33 „
c) bei stark bewaldetem und auch sonst weniger wasserergiebigem Zuflußgebiete . .	0,08 „	0,12 „	0,15 „

Bei den kleineren Zuflußgebieten sind es die wolkenbruchartigen Sturzregen, bei den größeren aber die über große Gebiete ausgedehnten weniger heftigen Landregen, welche die größten Abflußmengen hervorrufen und deshalb der Querschnittsberechnung der zu kanalisierenden Wässer zugrunde zu legen sind. Bei außergewöhnlichen Hochfluten, welche vielleicht alle Menschenalter ein- bis zweimal wiederkehren und durch welche mitunter ganze Ortschaften und ausgedehnte Landstriche unter Wasser gesetzt werden, kommt der wasserfassende Querschnitt der oft breit und hoch ausufernden Wasserläufe kaum mehr in Betracht. In solchen Fällen nehmen die alles verheerenden Wasserfluten in der Regel andere und kürzere Wege, als die oft stark gewundenen Niedrigwasserbetten. Derartige Hochwassermengen sind natürlich bei unseren Berechnungen (ebenso wie bei den Straßenkanälen) auszuschneiden. Für unsere Fälle sind vielmehr im großen und ganzen Niederschlagsmengen von etwa $Q = 80$ bis 100, seltener bis zu

120 Sekl./ha maßgebend. Bei bekannter jährlicher Niederschlagshöhe kann der Wert Q auch nach der Knauff'schen Formel ermittelt werden.

Dem mit der zunehmenden Gebietsgröße und der Verzögerung der Gesamtabwässerung immer mehr entschwindenden Einflüsse, welchen das strichweise Auftreten von Wolkenbrüchen auf die Menge des Gesamtabflusses ausübt, kann zweckmäßig auch hier entsprochen werden, wenn die Berechnung der sekundlich größten Abflußmengen nach dem für Kanäle

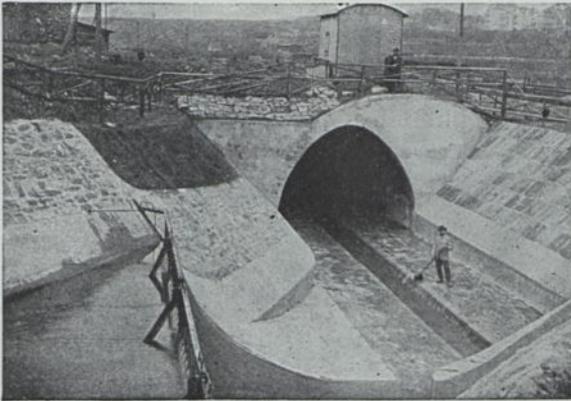


Abb. 22. Überwölbung des Salzbaches unter dem Bahnhof Wiesbaden.

bereits mitgeteilten graphischen Verfahren über die Abflußverzögerung erfolgt.

Wo größere Zuflußgebiete nicht aus ausgesprochen wasserarmen Flächen bestehen, welche die Annahme geringerer Abflußmengen rechtfertigen, empfiehlt es sich, den bei größeren Flächen auf die Flächeneinheit entfallenden Gesamtabfluß nicht unter 8—10 Sekl./ha anzunehmen.

Aber auch die Niedrigwassermenge dieser Ortsgewässer muß gebührend beachtet werden. Bei ge-

ringen Abflußmengen und bei Gewässern mit breiter, ebener und rauher Sohle wird die Ablagerung von Schmutzstoffen und die Bildung übelriechender und gesundheitsschädlicher Schlamm­bänke ungemein begünstigt. Am schlimmsten ist es dort, wo das betreffende Gewässer oberhalb noch häusliche oder gewerbliche Abwässer aufnimmt. Zweckmäßig ist in



Abb. 23. Pleißenüberbrückung vor dem Reichsgericht in Leipzig.

derartigen Fällen der Einbau einer sog. Sommer- oder Niedrigwasserrinne in die Sohle und eine entsprechende Regelung und Befestigung der Sohlenbanketts. Die Sohle ist dann stets rein oder leicht rein zu halten. Wenn auch die Vorzüge derartiger Sohlenrinnen bei offenen Wasserlaufsbetten in besonders augenfälliger und angenehmer Weise empfunden werden, so sind sie bei geschlossenen Profilen doch nicht minder beachtenswert.

Als Beispiel einer derartigen Bachbeschleunigung diene die in Abbildung 22 dargestellte und von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. Nürnberg ausgeführte 1600 m lange Überwölbung des Salz-
baches unter dem Bahnhof Wiesbaden. Die Querschnittslichtweite beträgt $5,05 \times 4,50$ m.

Ein weiteres Beispiel ist die in Abbildung 23 dargestellte und von der Firma Rudolf Wolle in Leipzig ausgeführte Pleißenüberbrückung vor dem Reichsgericht in Leipzig. Hier handelte es sich um eine weitgehende Flächenausnutzung des Pleißenbettes, welches im Verkehrsinteresse auf 133 m Länge überbrückt werden mußte. Der Überbau wurde in Eisenbeton, und zwar als schubfreie Möller-Konstruktionen ausgeführt. Die Spannweite des Überbaues beträgt 11 m.

Die Bauausführung.

Baustoffe. Hinsichtlich des Baustoffs wird man sich hauptsächlich nach dessen Verfügbarkeit und Beschaffenheit, nach den ortsüblichen Bauweisen, unter Umständen aber auch nach etwa vorhandenen Bauerschwernissen zu richten haben. Im allgemeinen wird man dann die Wahl zwischen Ausführungen aus Werk- und Bruchsteinen, Ziegelmauerwerk, Beton und Eisenbeton sowie den am meisten gebräuchlichen fertigen Ton- oder Beton-Formstücken haben.

Kanäle aus Werksteinen kommen selbst bei ganz billigem Steinbezüge schon wegen der Kostspieligkeit der Steinbearbeitung äußerst selten in Frage. Insbesondere fallen hier die Kosten der

kleinen Kanalquerschnitte gegenüber den anderen und bedeutend billigeren Bauweisen zu sehr ins Gewicht. Aber auch bei großen Querschnitten sind die Kosten der Steinbearbeitung und -Verbauung oft so bedeutend, daß die Vorzüge der Werkstein-Bauweise in den Hintergrund treten.

Etwas häufiger ist es, daß nur einzelne Teile der Kanäle aus bearbeiteten Werksteinen hergestellt werden, wie z. B. die Sohlenstücke und Schmutzwasserrinnen. Für stark säurehaltige Wässer, starke Geschiebeführung und bei Erschwernissen in der Baugruben-Wasserhaltung können diese Anwendungsarten anderen Baustoffen gegenüber mitunter noch vorteilhafter sein. Gleichwohl ist ein fast gleichwertiger Ersatz der genannten Werkstücke auch in den meist billigeren Tonformstücken gegeben.

Unbearbeitete Bruchsteine ermöglichen schon etwas leichtere und billigere Kanalbauten als solche aus Werksteinen. Aber auch bei dieser Bauweise würde ein Vorteil gegenüber anderen Baustoffen nur bei größeren Kanalquerschnitten und nur dann vorhanden sein, wenn bei niedrigen Arbeitslöhnen auch ein geeignetes, durchaus gesundes und billiges Steinmaterial vorhanden ist und wenn geübte Arbeitskräfte zur Verfügung stehen. Insbesondere zur Wölbung am geeignetsten sind Steine von plattenartiger flacher Form, weil sich diese zur Einhaltung der normal zur Druckrichtung liegenden Mauerungsfugen am besten eignen. (Abb. 24.) Die Herstellung erfolgt meist mit innerem und äußerem Zementmörtelüberzuge. Bei den Wölbungen wird der letztere

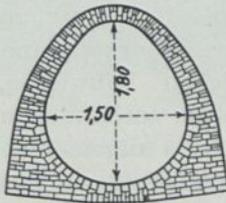


Abb. 24.

Form, weil sich diese zur Einhaltung der normal zur Druckrichtung liegenden Mauerungsfugen am besten eignen. (Abb. 24.) Die Herstellung erfolgt meist mit innerem und äußerem Zementmörtelüberzuge. Bei den Wölbungen wird der letztere

in der Regel an den Kanalinnenwänden sofort beim Wölben als 1 bis 2 cm starke, auf die Lehrgerüstschalung aufgebrauchte Mörtelschicht hergestellt, die nach dem Ausschalen gut abgeglichen wird.

Kanäle aus Ziegelmauerwerk sollten nur unter Verwendung bester Klinkerziegeln hergestellt werden. In diesem Falle werden die Innenflächen mit fettem Zementmörtel sauber gefugt. Die Verwendung von weniger guten Ziegeln erfordert einen dichten und fetten inneren Zementmörtelputz, während die Außenflächen in beiden Fällen mit Zementmörtel auszuschweißen und womöglich zweimal mit heißem Asphaltteer zu streichen sind. Für die stark gerundete und deshalb schwer zu mauernde Kanalsohle werden

mit Vorteil Sohlensteine aus gebranntem Ton oder Steinzeug oder aus Beton mit Tonschalen (Abb. 25) verwendet, während die Wölbungen besonders bei kleineren Halbmessern vorteilhaft mit besonderen Formziegeln hergestellt werden. Derartige Formsteine und Rohrteile liefern beispielsweise die Deutsche Steinzeugwarenfabrik in Friedrichsfeld (Baden) und die Lippische Tonwarenfabrik in Dörentrup i. Lippe.

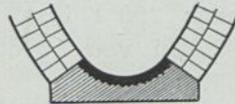


Abb. 25.

Das zu den Mauerungen verwendete Bindemittel ist meist ein Mörtel aus Portland-Zement und Sand. Ein Mörtel im Mischungsverhältnis 1 : 3 wird im allgemeinen noch als wasserdicht bezeichnet, während ein geringerer Zementzusatz undichten Mörtel ergibt. Für die im Kanalbau vorwiegend verwendeten Quarzsande ist das erforderliche durchschnittliche Mengenverhältnis von Zement und Sand für 1 cbm Zementmörtel und für die verschiedenen Mischungsverhältnisse nachstehend angegeben:

Zement- mörtel- Mischung	Zement		Sand cbm	Wasser- zusatz
	(lose) cbm	kg		
1:1	0,680	966	0,680	durch- schnittlich 200 l.
2	0,478	679	0,956	
2,5	0,402	571	1,005	
3	0,346	491	1,038	
4	0,269	382	1,076	
5	0,217	308	1,085	
6	0,180	256	1,080	

1 cbm Zement wiegt lose rund 1420 kg. 1 Tonne Zement wiegt netto 170 kg; sie enthält 100 l feste oder 100 l lose Masse. Der Zement ist auch in Säcken von $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ Tonne (85 oder 57 kg) erhältlich.

Werden an die Wasserdichtheit eines Mörtels höhere Anforderungen gestellt, so muß eine fettere Zementmörtelmischung als 1:3 oder ein Zusatz an Kalk in Anwendung kommen. Versuche haben ergeben, daß vollkommene Wasserdichtheit und eine genügende Mauerwerksfestigkeit beispielsweise auch bei Verwendung eines Kalkzementmörtels der nachstehenden Mischungsverhältnisse erzielt wird:

1	Teil	Zement,	3	Teile	Sand	und	1	Teil	Kalkteig,
1	"	"	4	"	"	"	1,2	"	"
1	"	"	5	"	"	"	1,5	"	"
1	"	"	6	"	"	"	2	"	"

Selbstverständlich müssen die zu verwendenden Mischstoffe durchaus einwandfrei sein; insbesondere muß der Zement den „Normen für die einheitliche Lieferung von Portland-Zement“ entsprechen.

Im großen Durchschnitt sind sodann nötig zur Herstellung von

1 cbm Bruchsteinmauerwerk = 330 bis 440 l Mörtel,
1 „ Ziegelmauerwerk (Normalgröße) = 280 bis 320 l „
1 qm Mauerputz von 1 cm Stärke = 12 bis 20 l „

Kanäle aus Beton sind hinsichtlich der Anwendungsart in zwei Klassen einzuteilen. Einmal kann es sich um die Verwendung fertiger Betonformstücke, zum andern um solche Herstellungen handeln, bei denen der Beton erst in der Baugrube verbaut wird.

Die erstgenannte Anwendungsart kommt in der Regel bei allen kleinen, die letztere bei den großen Kanälen in Betracht. Während bei den Kanalherstellungen aus natürlichen Steinen und Ziegeln neben einer längeren Bauzeit meist noch ein größerer Baustoffverbrauch bedingt ist, gestatten die Herstellungen aus Beton ein Minimum, da Beton bei leichter Formgebung und bester Materialausnutzung die volle statische Inanspruchnahme aller Bauwerksteile gestattet. Die billige Herstellung, kurze Bauzeit und große Festigkeit sorgfältig ausgeführter Betonbauten haben dieser Bauweise denn auch beim Kanalbau ein großes Anwendungsgebiet gesichert.

Alle in der Baugrube herzustellenden Betonbauten erfordern ebenso wie alle in der Baugrube gemauerten Kanäle ein kräftiges und stabiles, aber auch leicht wieder zu beseitigendes Lehrgerüst. Bei der Herstellung der Lehrgerüste muß besonders bei größeren Betonbauten stets eine gewisse Einheitlichkeit und Regelmäßigkeit zum Ausdruck kommen. Insbesondere muß die Standfähigkeit der Lehrgerüste eine schnelle Beurteilung schon in den Einzelheiten zulassen. Die

Regelmäßigkeit und stete Wiederholung der Einzelheiten ermöglicht dann eine schnellere Prüfung und Beurteilung der Gesamtheit der Lehrgerüste. Im Kosteninteresse wird man dann schon von selbst auf eine möglichst einfache Herstellungsweise zukommen müssen, doch soll hiermit keineswegs einer Ersparnis an unrechter Stelle, z. B. der Verwendung zu schwacher



Abb. 26. Die Einschaltungsarbeiten bei der Verlegung des Weißeritzmühlgrabens am Zwinger in Dresden.

Hölzer usw., das Wort geredet werden. Die Lehrgerüste sind dann noch mit starken Bohlen auszuschalieren, welche zur Erreichung möglicher Betonglätte oft mit Eisenblech belegt werden.

Als Beispiel einer Kanaleinschalung sei auf Abbildung 26 verwiesen, welche einen Bauzustand bei der Verlegung des Weißeritzmühlgrabens am Zwinger in Dresden darstellt. (Ausführung

von Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden.) Besser kommt aber die Einheitlichkeit und Regelmäßigkeit von Lehrgerüstbauten in der Abbildung 27 zum Ausdruck, welche das Lehrgerüst für das von der Firma Rudolf Wolle in Leipzig gebaute Abwasser-Sammelbecken der Kieler Werft darstellt.

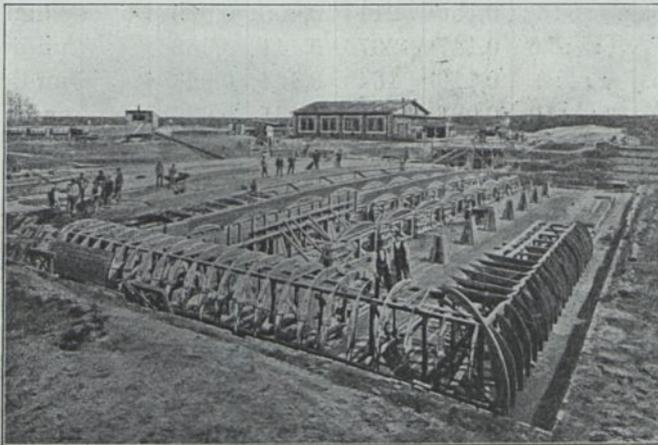


Abb. 27. Lehrgerüstbau für das Abwasser-Sammelbecken der Kieler Werft.

Die üblichsten Mischungsverhältnisse des Betons erfordern 1 Teil Zement auf 6—10 Teile Sand, Kies und Schotter. Die Korngröße des Kieses und Schotters soll geringer sein bei den dünneren, größer bei den stärkeren Betonkörpern. Für einige praktisch erprobte und bewährte Betonmischungen sind nachstehend die Bedarfsmengen der Mischstoffe angegeben.

Lfd. Nr.	Misch-Verhältnis Z. S. K.	Für 1 cbm fertig gestampften Beton sind nötig:				Wasser-dichtheit	
		Zement		Sand cbm	Klar-schlag cbm		Was-ser l
		cbm	kg				
1.	1:2:5	0,199	281	0,398	0,975	} 130 dicht dicht dicht undicht undicht undicht	
2.	1:2,5:6	0,167	223	0,418	1,002		
3.	1:3:6	0,150	211	0,450	0,900		
4.	1:3:6,5	0,147	207	0,441	0,956		
5.	1:4:8	0,116	164	0,464	0,928		
6.	1:5:10	0,093	131	0,465	0,930		

Selbstverständlich wird durch fettere Mischungen eine größere Festigkeit und Dichtheit erzielt als bei den mageren Mischungen. Im allgemeinen sind die schwachen Betonquerschnitte insbesondere bei den Gewölben oder bei höher beanspruchten Querschnittsteilen in fetterer Betonmischung auszuführen.

Kanäle aus fertigen Ton- oder Betonrohren. Zu den kleineren Kanälen (bis zu 50 cm Rohrweite) werden vielfach Tonröhren mit Vorteil verwendet, obgleich diese Weiten auch in Beton leicht zu beschaffen sind. Tonröhren sind in der Regel etwas teurer als gleichweite Betonröhren, dafür aber bedeutend widerstandsfähiger. Der geringe Kostenunterschied kann mit den übrigen Vorteilen der Tonrohre gern übersehen werden. Die zu verwendenden Tonrohre sollen gut gebrannt und innen gut glasiert sein, auch weder Risse noch starke Formabweichungen zeigen. Der beim Anschlagen hervorgerufene unreine Klang gibt Aufschluß über etwaige unsichtbare Sprünge. Betonkanäle sind dagegen nicht immer genügend widerstandsfähig gegen gewisse al-

kalische Säuren, welche besonders minderwertigen Beton schnell zerstören können. Diesem Übelstande ist durch einen starken und fetten Zementmörtelputz und durch einen zeitweise zu erneuernden Gudron- oder Asphaltanstrich zu begegnen. Besser und nachhaltiger wirkt ein Anstrich mit Dr. Roth's Inertol, welches von der Firma Paul Lechler in

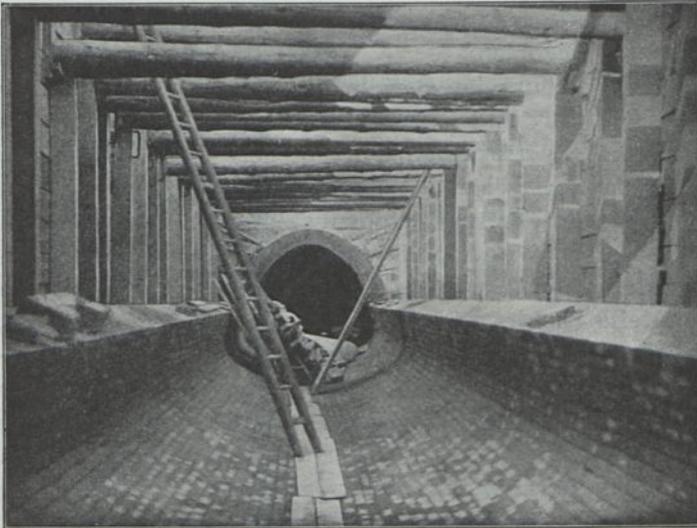


Abb. 28. Klinkerauskleidung des Hauptkanals der Stadt Crefeld.

Stuttgart hergestellt wird und einen fast vollkommenen Schutz gegen Säuren, Chlore, Salze, Gase usw. sowie gegen Undichtheiten bietet. Sehr oft hilft man sich aber auch durch die Verwendung besonderer in die Kanalsohle einbetonierter Tonrohr-Sohlenschalen oder durch eine vollständige Auskleidung der Kanalinnenwände mit Klinkern, eine Maßnahme, welche bei Kanälen mit starkem Gefälle und großer Abfluß-

geschwindigkeit angebracht ist und das Ausschleifen und schnelle Abnutzen der Kanalwände verhütet. Als Beispiel einer derartigen Klinkerauskleidung sei der in Abbildung 28 dargestellte, 1800 m lange und $2,6 \times 2,5$ m weite Hauptkanal der Kanalisation in Crefeld angeführt. Das Bild zeigt im Hintergrunde den fertigen Kanalquerschnitt, vorn die Baugrube mit den eingeschalteten Wänden und eine halbfertige Kanalstrecke. (Ausführung: Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich.)

Für schwache Gefälle sind Betonrohre wieder besser als Tonrohre, weil erstere infolge ihrer sehr genauen Profilformen ein besseres Einhalten des Sohlengefälls gestatten, als die meist etwas verzogenen Tonrohre. Fertige Betonrohre für Kanalweiten von 20—100 cm Weite sind jetzt fast überall leicht zu beschaffen, wie überhaupt die häufiger wiederkehrenden Bauteile (Sohlenrinnen, Schachtringe, Einlaufschrote, Decksteine usw.) bei allen größeren Betonwarenfabriken vorrätig sind. Diese Betonwaren sollen vor ihrer Verwendung mindestens 2 Monate alt sein. Sie sollten nur von bewährten Firmen bezogen und minderwertige nicht einwandfreie Baustoffe von der Verwendung ganz ausgeschlossen werden.

Kanäle aus Eisenbeton. Wo Kanäle auf unsicherem Baugrunde ausgeführt oder auf frisch geschüttetem Boden hergestellt werden müssen, wo sie in unnormalen und erschwerten Querschnitten auszuführen sind oder durch schwere Lasten, durch Wasserauftrieb, durch zeitweisen inneren Überdruck oder im leeren Zustande durch großen Außendruck einer stark wechselnden Baustoff-Beanspruchung unterworfen sind und überhaupt dort, wo in den Kanalwänden das Auftreten von Biegungsspannungen

zu erwarten ist, wird die Ausführungsweise in Eisenbeton am Platze sein. In derartigen Fällen würden Kanäle aus anderen nicht biegungsfesten Baustoffen stets mehr oder weniger schnell zerstört sein.

Die Eisenbetonbauweise setzt eine gewisse praktische Erfahrung und Übung, das Verständnis für die statische Gesamtwirkung von Beton und Eisen und eine gewissenhafte Ausführung voraus. Die richtige Bemessung und Güte der Mischstoffe und die Sorgfalt des Mischens und der Verbauung sind von größtem Einfluß auf die Dichtheit und Haltbarkeit des Betons. Die größte Dichtheit ist schon mit Rücksicht auf das einzubauende Eisen nötig, um einmal eine möglichst große Haftfestigkeit des Eisens im Beton, zum andern aber auch einen genügenden Rostschutz des Eisens zu erzielen. Ein dichter Beton ist neben kräftigem Stampfen nur durch eine satte Mischung der Betonstoffe zu erzielen, bei welcher die vorhandenen Hohlräume und Poren völlig ausgefüllt werden. Diß vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieurvereine aufgestellten und zum Studium empfohlenen „Leitsätze für Eisenbetonbauten“ schreiben vor, daß der im Beton enthaltene Mörtel bei Verwendung eines gemischtkörnigen Sandes bis zu 7 Millimeter Korngröße nicht magerer als 1:3 sein darf, und daß Zuschläge von Kieselstein oder hartem Steinschlag von passender Größe bis zu gleichen Teilen wie Sand beigegeben werden dürfen. Das Korn der Zuschläge (Sand, Kies, Klarschlag) soll hierbei nur so grob sein, daß die Verarbeitung des Betons zwischen den Eiseneinlagen und zwischen Schalung und Eiseneinlagen noch mit Sicherheit stattfinden kann. Bei einer dichten und wegen ihrer engen Lage schwer auszustampfenden Eisenarmierung

(bei Säulen, Unterzügen, dünnen stehenden Wänden usw.) wird man im allgemeinen mit einem plastischen, also ziemlich nassen Beton eine größere Dichtigkeit und Festigkeit erzielen, als mit erdfeuchtem Beton.

Die Eiseneinlagen verleihen dem Beton die Fähigkeit, noch dann mitzutragen, wenn der Beton oder ein anderer nicht biegungsfester Baustoff durch die auftretenden Beanspruchungen schon aufgerissen oder zerbrochen wäre. Das Eisen ist demnach stets auf jener Seite des Betonquerschnittes einzulegen, nach welcher dieser bei vorhandener Biegungsfähigkeit auszuweichen, wo er also als nicht biegungsfester Körper zuerst Sprünge zeigen, reißen oder vor dem

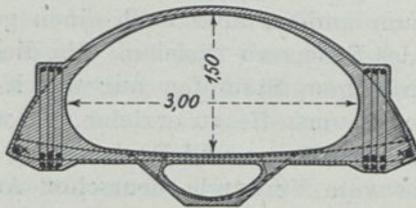


Abb. 29.

Bruch klaffen würde. Selbstverständlich wird sich die Eisenarmierung in vielen Fällen nicht nur auf den Querschnitt sondern auch auf die Längsrichtung der Kanäle zu erstrecken haben.

Das Eingehen auf die Berechnungsweise und auf sonstige Einzelheiten des Beton- und Eisenbetonbaues würde hier zu weit führen, so daß nur noch auf die bestehenden amtlichen Bestimmungen und auf die vorhandene ziemlich reichhaltige Literatur zu verweisen ist.

Der in Abb. 29 dargestellte und nach dem Trennsystem ausgebildete Kanalquerschnitt ist mit seiner

plattenbalkenartigen Ausbildung der Sohle und Seitenwände imstande, auch in der Längsrichtung auftretenden erheblichen senkrechten und wagerechten Kräften und Durchbiegungen entgegenzuwirken. Dem senkrechten Auftriebe setzen die oberen, der Durchbiegung nach unten (bei nachgiebigem Baugrunde) die unteren Eiseneinlagen der beiden Seitenbalken, der Durchbiegung in wagerechter Richtung aber stets die Zugeisen des Balkens an der ausbauchenden Kanalseite den erforderlichen Widerstand entgegen. Durch die kräftige Sohlenarmierung ist außerdem aber auch eine gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes auf der ganzen Bauwerksgrundfläche möglich.

Als weiteres Beispiel einer Kanalherstellung in Eisenbeton sei auf die Abbildung 30 verwiesen, welche einen Bauzustand bei der Herstellung des Kaditzer Hauptabwasserkanals der Dresdner Schwemmkanalisation darstellt. Dieser von der bekannten Betonbaufirma Johann Odorico in Dresden ausgeführte Kanal geht auf der unteren Strecke von einem gewölbten Doppelprofile in zwei bis vier Teilungen über, welche in Anbetracht der außergewöhnlich hohen, auf etwa 6500 kg/qm berechneten Erdmassenbelastung mit einer Eisenbetondecke überbaut wurden. Das Bild zeigt im Hintergrunde den fertigen Kanal, im Anschluß daran eine Strecke mit fertiger Eisenverbauung und vorn das Lehrgerüst der zweiteiligen Strecke. Die Baugrube war durchschnittlich 9 m breit und an vielen Stellen 8—12 m tief.

Bei allen Kanalbauten — einerlei welches Baumaterial in Frage kommen möge — ist eine möglichst große Dichtheit mit möglichst glatten und gleichmäßigen Innenflächen anzustreben. Das Abschlämmen

der Außenflächen mit Zementmörtel und ein fetter Zementmörtelputz der Innenflächen wird in der Regel eine genügende Dichtheit sowohl bei gemauerten als auch bei den in der Baugrube aus Beton gestampften Kanälen bewirken. Nach Befinden leisten

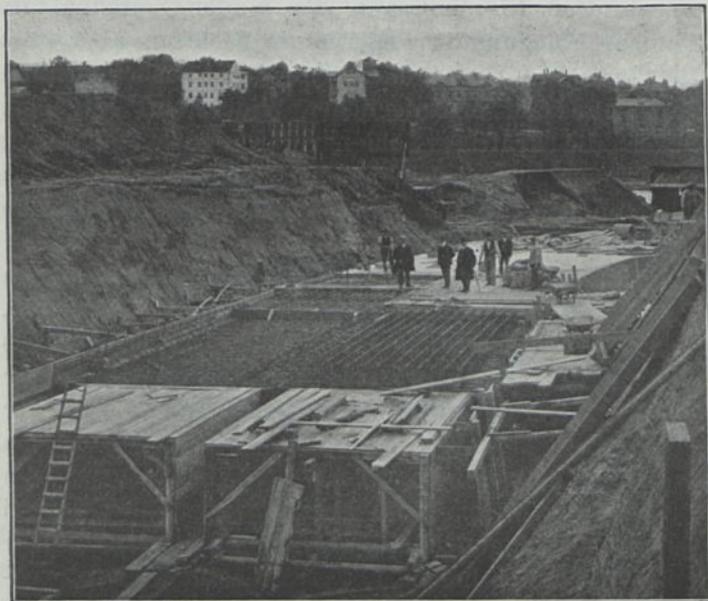


Abb. 30. Hauptauslaßkanal der Dresdner Schwemmkanalisation in Kaditz.

auch die schon erwähnten Anstriche mit Gudron oder Asphalt, Roth's Inertol usw. gute Dienste.

Die Herstellung der Kanäle erfolgt in der Regel vom tiefsten Sohlenpunkte aus, damit beim Bau eintretendes Wasser stets abfließen kann. Meist macht sich ein Aussteifen der beiderseitigen senkrechten Baugrubenwände erforderlich. Es geschieht dies am

besten dadurch, daß von oben beginnend und mit zunehmender Tiefe fortschreitend, an die Erdwände in der Längsrichtung etwa 25 cm breite Bohlen nebeneinander angelegt, in etwa 2 bis 2½ m Abstand von senkrecht stehenden kürzeren Spannbohlen gefaßt und gegen letztere kräftige wagerechte Brusthölzer oder Streben gespannt werden. Spannbohlen und Brusthölzer müssen aber senkrecht übereinander

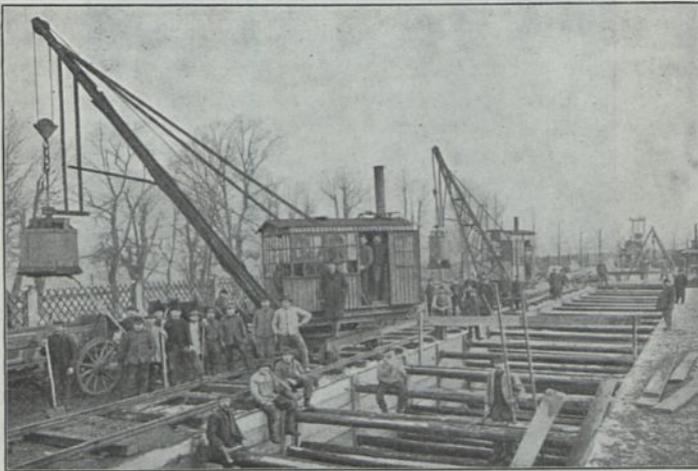


Abb. 31. 5 m breite offene Baugrube eines Dresdner Hauptkanals (Abfangkanal).

und so angeordnet werden, daß ein Herablassen der Rohre oder Bauteile möglich und die Bauarbeit selbst nicht erschwert ist.

Mitunter erfordert ein allzu hoher Grundwasserstand in der Baugrube noch die Anwendung von Spundwänden und besondere Wasserhaltungsarbeiten. Das oft übliche Verlegen von Rohren mit Hilfe der Wasserwage ist unzuverlässig und zu verwerfen. Die Rohre sind vielmehr ebenso wie die aufzustellenden

Lehr- und Stampfgerüste stets auf längere Strecken zwischen zwei je durch genaues Nivellement bestimmten Höhenpunkten durchzuschieben. Die Kanäle sind auf festem Baugrunde zu verlegen. Wo dieser nicht vorhanden und nicht gerade eine Eisenbeton-

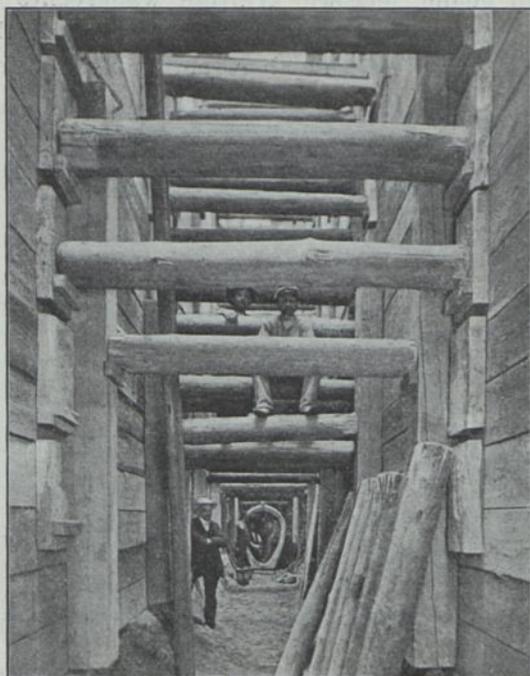


Abb. 32. Baugrubenaussteifung.

ausführung in Frage kommen soll, kann ein fester Untergrund auch durch Sandschüttung, Betonsohle, Pfahlrost usw. hergestellt werden. Neben einer sorgfältigen Dichtung der Kanäle ist auch ein gutes Verfüllen der Baugrube nötig. Das Verfüllen hat gleichmäßig von beiden Kanalseiten aus zu erfolgen,

damit Kanalverschiebungen, ungleiche Baustoffbeanspruchungen und Dichtungszerstörungen vermieden werden.

Die Abbildungen 31 bis 35*) zeigen besser als viele Worte weitere Baustadien und Baueinheiten

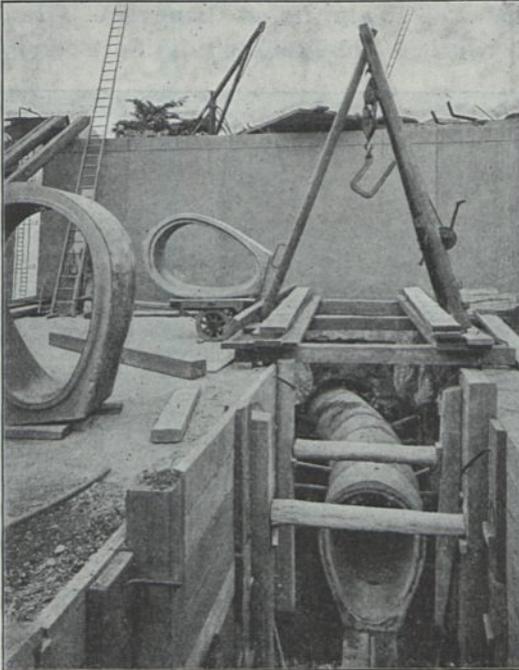


Abb. 33. Kanalbau unter der Weißeritzsohle in Dresden.

verschiedener Dresdener Kanalbauten. So stellt Abbildung 31 eine längere und etwa 5 m breite, senkrechte Baugrube für den linkselbischen, 2800 m langen Abfangkanal in der Magdeburger Straße dar.

*) Ausführungen der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden.

Im Vordergrunde stehen zwei Dampfkräne, welche die Aushubsmassen aus der Baugrube direkt in Fuhrwerke entladen. Abbildung 32 läßt die Sorgfältigkeit bei der Absteifung und Auszimmerung der Baugruben erkennen. Hier handelt es sich um die Verlegung eines $1,5 \times 1,0$ m weiten Rohrkanals in einer bis zu 10 m tiefen Baugrube (Hamburger Straße), während Abbildung 33 die Fortsetzung dieses

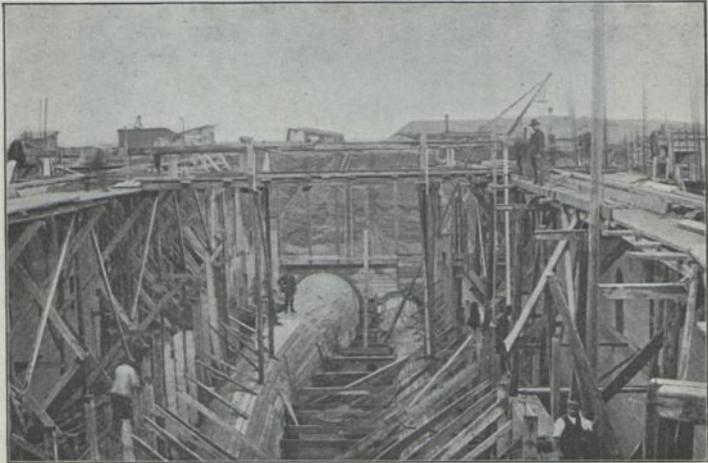


Abb. 34. Bau-, Förder- und Arbeitsgerüste beim Dresdner Pumpwerksbau in Kaditz.

Kanals darstellt, welcher hier unter der Sohle des vorübergehend trockengelegten Flußbettes der Weißeritz erbaut wird. Im Hintergrunde ist die Weißeritz-Ufermauer, links davon der Pegel zu sehen. Die Abbildungen 34 und 35 zeigen verschiedene Bauvorgänge bei der Herstellung größerer Kanalisationsbauwerke, insbesondere die Anwendung größerer Bau-, Förder- und Arbeitsgerüste. Bild 34 betrifft die Kaditzer Kanalwasser-Pumpstation für

die Stadt Dresden und zeigt die beiderseits bereits hoch betonierten Umfassungswände, in der Mitte die Einschalung für die beiden Druckkanäle, durch welche das Kanalwasser bei hohen Elbwasserständen nach der Elbe gepumpt wird. Bild 35 betrifft die Kaditzer Reinigungsanlage für die Dresdener Kanalwässer, ein Bauwerk von etwa 60 m Länge, 24 m Breite und 8 m Tiefe. In der Mitte ist die Einschalung für

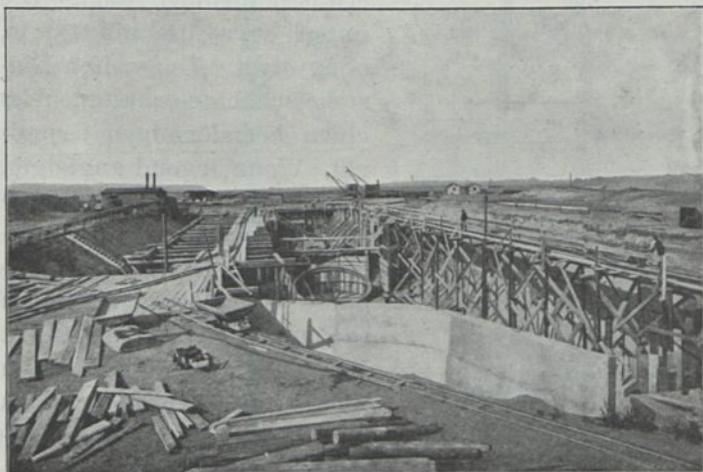
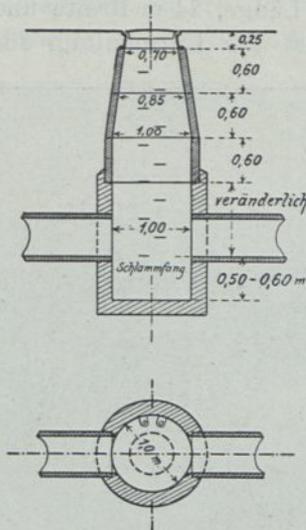


Abb. 35. Kanalwasser-Reinigungsanlage für die Stadt Dresden in Kaditz.

eine der schrägliegenden Riensch'schen Separator-scheiben ersichtlich.

Einzelherstellungen. Bei diesen sind die verschiedenartigsten Ausführungen üblich, so daß die nachstehenden Beispiele lediglich eine allgemeine Übersicht bieten können. Auf die Ausführungsweise selbst sind in hervorragender Weise Zweck und Baustoff, vielfach auch die rein persönlichen Auffassungen des bauleitenden Ingenieurs von Einfluß.

Einsteigeschächte dienen dazu, das Kanalnetz zugänglich zu machen. Sie werden in 40 bis 70 m Abstand von einander und sonst überall dort angeordnet, wo Kanalverbindungen sowie Querschnitts- und Richtungswechsel stattfinden. Die Schachtdistanz soll enger sein bei den kleinen Kanälen,



Einsteigeschacht.
Schlammfang unzweckmäßig und
deshalb entbehrlich.
Abb. 36.

während sie bei den größeren und begehbaren Kanalweiten etwas zunehmen darf. Die unten etwa 0,8 bis 1,0 m, oben etwa 0,7 m weiten Einsteigeschächte erhalten meist einen kreisförmigen Grundriß. Wenn irgend zugänglich, werden sie schon der Billigkeit wegen so weit wie möglich aus fertigen Beton- oder Tonrohr-Formstücken (Schachtringen) ausgeführt. In der Regel ist es schon wegen der veränderlichen Bauhöhen und zur Erreichung eines dichten Kanalanschlusses nötig, den unter den Rohroberkanten liegenden

Schachtunterbau in der Baugrube zu mauern oder zu betonieren. (Siehe Abb. 36.) Die selbst baupolizeilich noch vielfach verlangten Schlammfänge — etwa 0,5—0,7 m unter den Kanalsohlen liegende Schachtvertiefungen — sollen zwar die Reinhaltung der Kanäle unterstützen und erleichtern, sie erfüllen aber ihren Zweck keineswegs. Sie sind in der Regel schon wenige Tage nach den Entleerungen wieder verschlammmt, stören außerdem die

Gleichmäßigkeit des Wasserabflusses und sind durch die hervorgerufenen gesundheitsschädlichen Ausdünstungen und üblen Gerüche nur von Nachteil. Sie bleiben deshalb am besten weg.

Der in Abb. 37 dargestellte Einsteigeschacht eignet sich für kleine nicht begehbare Kanäle. Die vom kreisförmigen Grundriß abweichende untere trompetenartige Erweiterung soll eine bessere Besichtigung der engen Rohre gestatten.

Für begehbare größere Kanäle werden oft seitliche Einsteigeschächte ausgeführt, wie ein solcher in der Abbildung 41 mit dargestellt ist. Bei Straßen mit lebhaftem Fahrverkehr ist mitunter die seitliche Anordnung der Zugänglichkeit zu dem unter der Fahrbahn liegenden Kanäle nötig. Abb. 38 zeigt einen diesen Bedingungen entsprechenden sog. Treppenschacht eines großen haubenförmigen Hauptkanals.

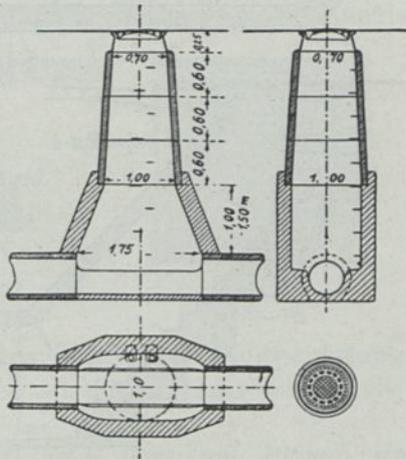


Abb. 37. Einsteigeschacht für kleine Kanäle.

Die Lage der Schächte in der Fahrbahn erfordert eine kräftige befahrbare eiserne Schachtabdeckung; im Fußwege kann dieselbe leichter sein.

Die Schachtabdeckungen sind meist aus Gußeisen. Sie sind rund (wie in Abb. 37) oder quadratisch (wie in Abb. 40). Die Einsteigeweite beträgt meist 60 bis 70 cm. Bei einer Fahrbahn- oder Fußwegbefestigung mit Reihenpflaster, Plattenbelag usw.

gestatten die quadratischen Abdeckungen wegen der geraden Seitenbegrenzung einen besseren Anschluß als runde Abdeckungen, doch sind letztere bei beschotterten und asphaltierten Verkehrsflächen vorteilhafter. Die Schachtdeckel werden dicht und gelocht

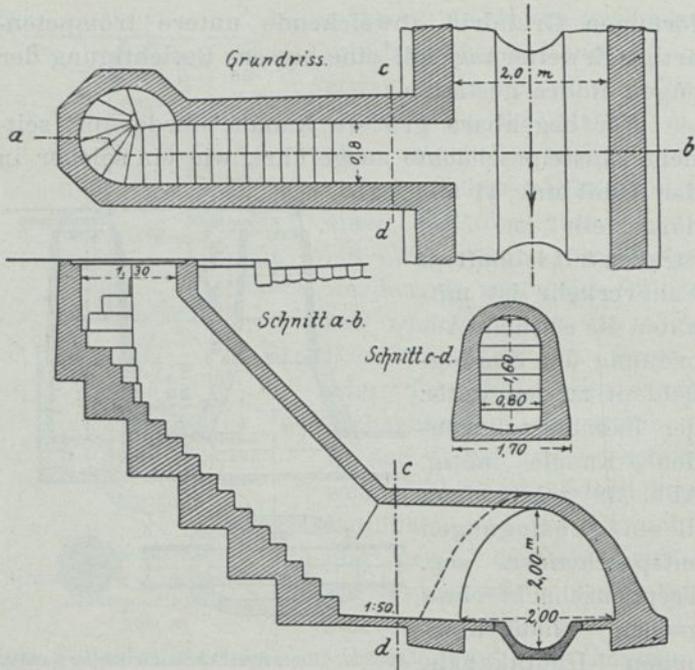


Abb. 38. Treppenschacht.

geliefert. Die Lochungen dienen zur Lüftung der Kanäle. Bei Anwendung gelochter Deckel ist darauf zu achten, daß die Lochung den Schmutzeintritt nicht allzusehr begünstigt und daß sie die Hufeisen der Pferde nicht festzuhalten vermag. Schacht-abdeckungen sind in den verschiedensten Arten im

Handel. Fast jede größere Stadt und Firma hat ihre Spezialmodelle hierfür. Die Abbildungen 39 und 40 zeigen ein neueres und schon ziemlich beliebtes Modell der Firma Rud. Böcking & Cie. in Halbergerhütte bei Brebach. Der Schachtdeckel ist mit seinem Rahmenunterbau gelenkig verbunden und umlegbar. Ein unter der Deckellochung angebrachter kleiner Eimer dient zum Auffangen des Schmutzes.

Zusammenführungen größerer Kanäle sollen möglichst in tangentialer Wasserlaufsrchtung erfolgen. Abbildung 41 zeigt eine solche Kanalverbindung. Über der Vereinigungsstelle der Kanäle

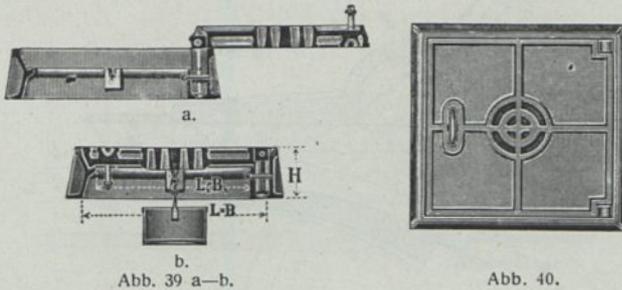


Abb. 39 a—b.

Abb. 40.

ist ein haubenförmiges nach den Konstruktionsregeln der Abbildungen 10 und 11 entworfenes Gewölbe gespannt.

Gefällsabstürze sind dort am Platze, wo es sich um die Verbindung zweier in ungleicher Höhe zusammentreffenden Kanäle handelt. Ein solches Bauwerk wird nicht selten bedeutend billiger sein, als eine unnötig größere Tiefenlage längerer Strecken des Nebenkanals. Derartige Gefällsabstürze sind übrigens auch dort am Platze, wo ein stärkeres Gefälle eines Kanals an einem bestimmten Punkte erwünscht ist. Gefällsabstürze sind stets in Verbindung mit einem Einsteigeschacht auszuführen.

Lampen- oder Lichtlöcher werden dort angeordnet, wo es sich zur Ersparung eines Ein-

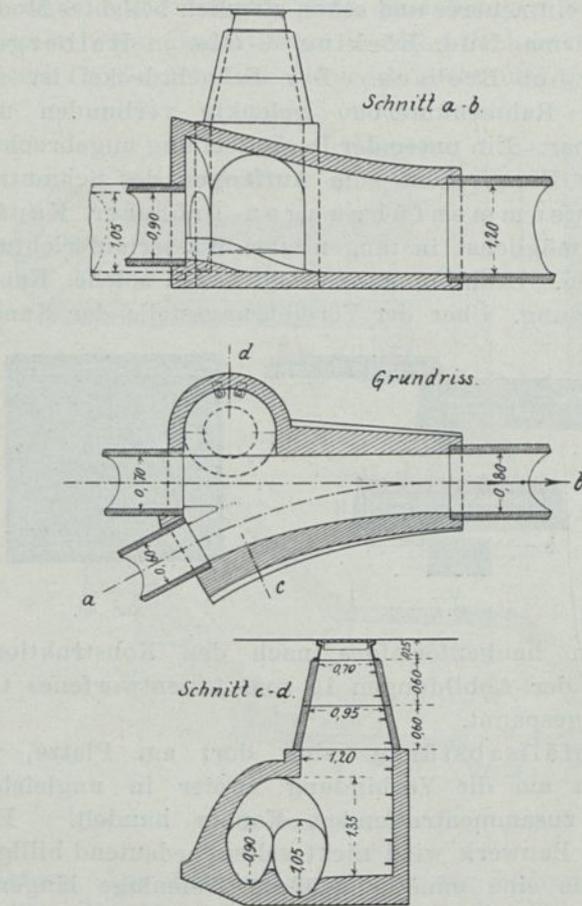


Abb. 41. Zusammenführung zweier größerer Kanäle.

steigeschachtes nur um die zeitweise Beleuchtung der Kanalstrecken handelt. Die auf dem Kanalscheitel senkrecht aufgebauten etwa 20 cm weiten

Tonrohre (Abb. 42) gestatten das Herablassen einer Lampe nach dem Kanalinern, wodurch sich die Reinhaltung der Kanäle besser übersehen läßt. In der Straßenoberkante ist eine verkehrssichere eiserne Abdeckung auf die Rohre aufzubauen.

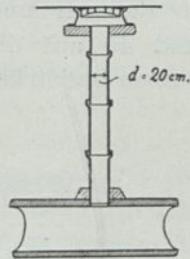


Abb. 42.

Regenüberfälle (Notauslässe) sind bei Vollkanalisationen überall da anzuordnen, wo eine Entlastung des Kanalnetzes von Regenwasser zulässig und möglich ist. Die An-

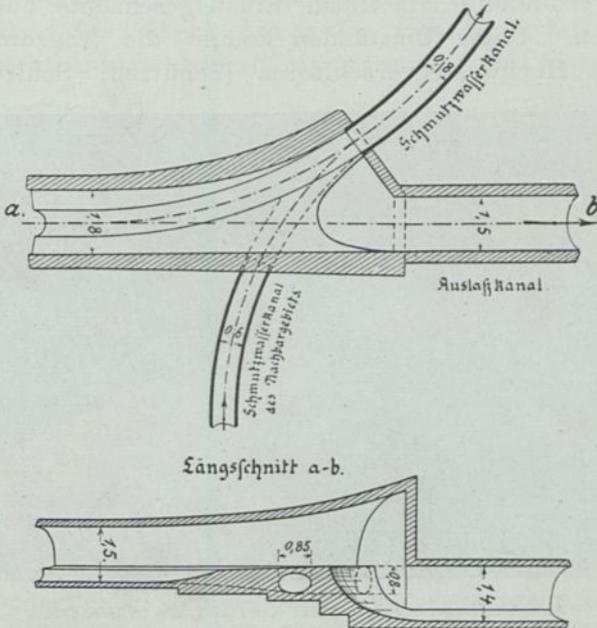


Abb. 43. Regenüberfall.

ordnung und Einrichtung derselben ist bereits weiter vorn beschrieben und bildlich veranschaulicht worden,

so daß wir uns hier durch die Abbildungen 43, 44 und 45 auf die Darstellung anderer Ausführungsweisen beschränken können. Regenüberfälle sind stets

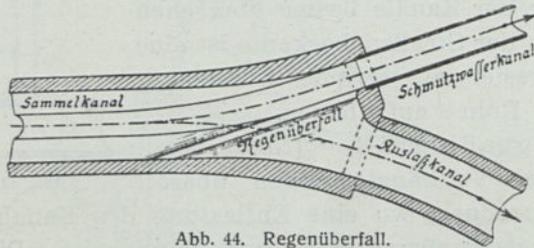


Abb. 44. Regenüberfall.

in Verbindung mit einem Einsteigeschachte auszuführen. Unter Umständen kommt die Anordnung eines Hochwasserverschlusses (Schützen, Schieber,

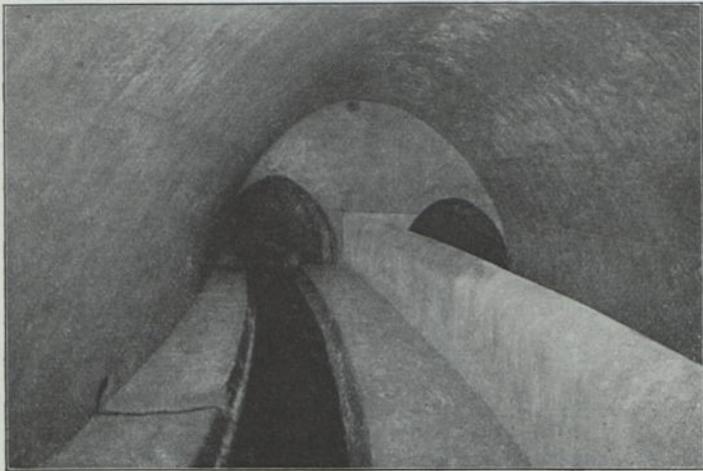


Abb. 45. Regenüberfall in der Krenkelstraße in Dresden.
(Ausführung der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden.)

Dambalken auf der Wehrkrone) hinzu, wenn die zeitweise Einstauung von Hochwässern vermieden werden soll.

Unterleitungen (Düker). Muß das Sohlengefälle eines Kanals bei der Kreuzung mit einer anderen Leitung, mit einem Wasserlaufe oder aus anderen Gründen stellenweise durch eine tiefere Kanalstrecke verbunden werden, so entsteht eine Unterleitung oder ein sogenannter Düker. Da der Düker meist einem gewissen inneren Wasserdrucke ausgesetzt ist, erfolgt seine Herstellung entweder aus Eisenbeton oder aus Eisenrohren, und zwar in besonders wichtigen Fällen aus Rohren von Schmiedeeisen. Abbildung 46 zeigt die wesentliche Anordnung eines Dükers. Am Einlaufe *E* und am Auslaufe *A* des Dükers wird in der Regel je ein Zugangsschacht mit Schlammfang angeordnet, bei *A* außer-

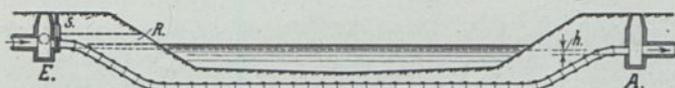


Abb. 46. Kanaldüker.

dem ein Absperrschieber *S* mit einer Umleitung oder einem Notauslasse *R*. Hierdurch soll die zeitweise Außerbetriebstellung, Untersuchung, Reinigung und Entlastung des Dükers ermöglicht werden. Den gleichen Zweck anstelle des Notauslasses erzielt man durch die Herstellung doppelter Dükerleitungen von geringerer Lichtweite. Die Wirkung des Dükers beruht auf dem Gefälle *h* zwischen Ein- und Auslauf. Die Berechnung erfolgt genau wie die Berechnung der Kanäle, doch ist bei der Feststellung des erforderlichen Gefälles nicht die wagerechte Länge zwischen Ein- und Auslauf, sondern die größere Länge der Dükermittellinie einzusetzen. Dem Wasserdurchfluß der Düker gibt man zur Vermeidung von Ablagerungen meist eine etwas größere Durchfluß-

geschwindigkeit als bei den anschließenden Kanälen, wenn möglich sollte die geringste Wassergeschwindigkeit nicht unter 0,7 m/Sek. betragen. Die größere Wassergeschwindigkeit rechtfertigt dann auch einen geringeren Querschnitt des Dükers gegenüber dem Querschnitte der Anschlußkanäle. Die Anwendung senkrechter Fallschächte bis zur Tiefe der wagenrechten Dükerstrecke hat sich gegenüber flach an-

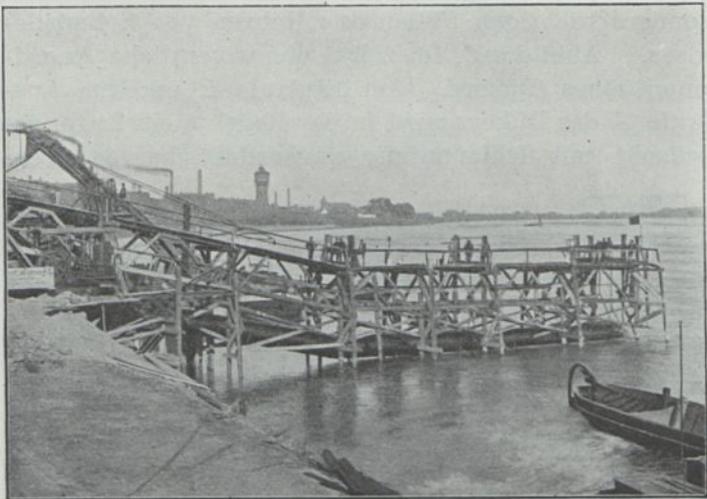


Abb. 47. Verlegung der Kanalwassermündungsrohre im Rhein bei Krefeld.

steigenden Dükerschenkeln weniger bewährt und zwar wegen Begünstigung der Schlammablagerung an den Fallschächten der beiderseitigen Dükerenden.

Kanalmündungen. Über dieselben ist bereits weiter vorn unter „Entlastungsanlagen“ das Wichtigste gesagt. Es sei ergänzend erwähnt, daß die Kanalmündungen in jeder Weise auch gegen Hochwässer und Eisgang gesichert sein müssen. Die Befestigung

der Ufer an den Mündungsstellen muß deshalb stabil sein und das Mündungsbauwerk muß sich der allgemeinen Uferrichtung und Böschungsneigung gut anschließen. Im allgemeinen besteht das Bestreben, das Kanalwasser in den Stromstrich des Vorflutgewässers zu leiten. Wo dies nicht geschieht, macht sich die sonst wenig hervortretende Kanalöffnung durch schmutzige und auffällige Uferströmungen, oft auch durch Schlammablagerungen bemerkbar. Bei breiten Gewässern mit geringer Uferströmung wird deshalb wenigstens die Trockenwassermenge mit einer besonderen, in die Flußsohle eingebetteten Eisenrohrleitung bis in die Hauptströmung geführt. Abbildung 47 zeigt die Absenkungsarbeiten einer derartigen Kanalwassermündung im Rheine bei Krefeld. Die 1,4 m weite, von der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Biebrich verlegte eiserne Mündungsrohrleitung hat vom Ufer gemessen 55 m Länge.

Straßenwassereinläufe (Straßensinkkasten) werden im allgemeinen in 30—50 m Abstand im Schnittgerinne und an den Fußwegborden angeordnet. Das Wesentliche derselben sind Einflußöffnung, Schlammfang, Geruchverschluß und Abflußleitung. Hauptbedingungen für die Anordnung der Einflußöffnung sind verkehrssichere Anlage und ständige Offenhaltung derselben. Ein aufklappbarer Schrotdeckel dient zur zeitweisen Räumung des Schlammfanges. Die gesamte Schrottiefe beträgt zwischen 1,0 m und 1,8 m, wovon etwa 30—60 cm auf den Schlammfang fallen. Die Schrotweite sei nie geringer als 0,40 m. Die Verbindungsleitung zwischen Einfallschrot und Straßenschleuse habe mindestens 0,15 m Weite und ein geringstes

Gefälle von 1:20. Abbildung 48 zeigt die ohne Wasserverschluß angeordnete Verbindung eines Tagewassereinlaufes mit der Straßenschleuse. Durch den

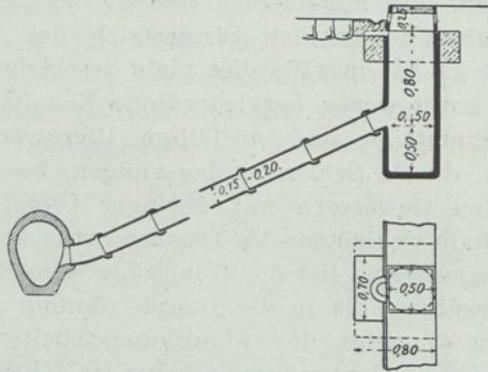


Abb. 48. Mitunter übliche, wegen des fehlenden Geruchverschlusses aber fehlerhafte Anordnung eines Straßenwassereinlaufs.

Wegfall des Wasserverschlusses wird wohl eine gewisse Einströmung von frischer Außenluft nach den Kanälen bezweckt, im großen und ganzen aber auch

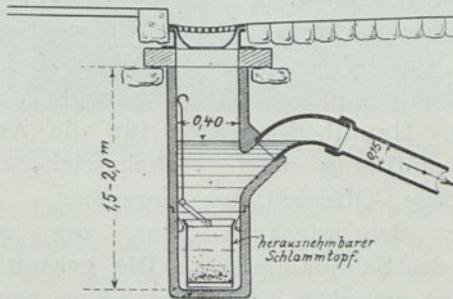


Abb. 49.

ein belästigendes und gesundheitsschädliches Ausströmen von Kanalgasen bewirkt. Die Weglassung des geruchsverhindernden Wasserverschlusses würde

höchstens bei Regenwasserkanälen zulässig sein und zur Voraussetzung haben, daß ein Entweichen der Kanalluft durch andere geeignete Lüftungseinrichtungen möglich ist. Fehlen diese, so treten die Kanalgase der unteren Zone des Kanalnetzes durch die Tagewassereinläufe der oberen Zonen aus.

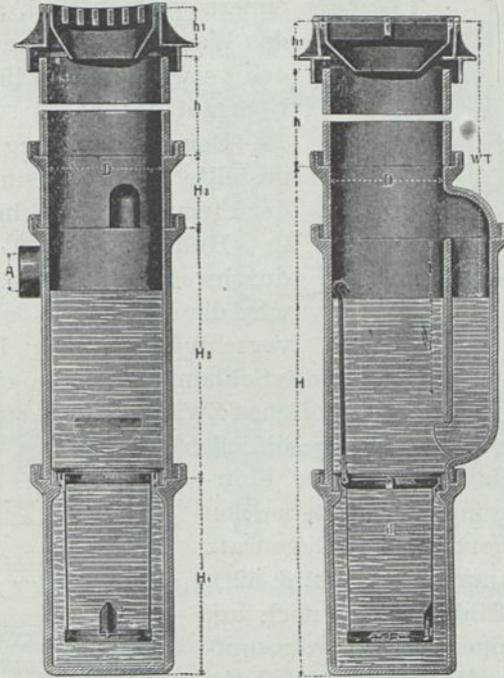


Abb. 50 a, b.

Der Wasserverschluß ist dann unentbehrlich. (Siehe Abbildung 49.)

Abbild. 50 a, b, stellt einen patentierten Straßensinkkasten „System Geiger-Mohr“ der Geigerschen Fabrik G. m. b. H. in Karlsruhe i. B. dar. Sein Sinkkasten besteht hier aus Steinzeug, doch wird er auch

in Beton hergestellt. Vorteilhaft ist die Anordnung des vertieften Wasserverschlusses und eines nie versagenden Überlaufes. Tritt nämlich der Fall ein, daß der untere Ablauf wegen Schmutzüberfüllung des eingehängten eisernen Schlamm-eimers verstopft ist, so kann das Wasser immer noch über den etwas höher liegenden Überlauf abfließen.

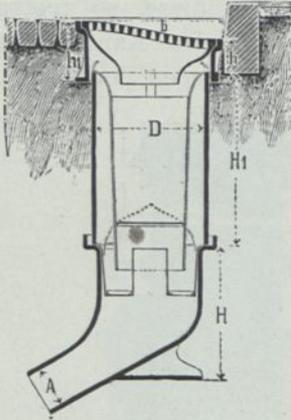


Abb. 51.

Der in Abbildung 51 dargestellte Straßensinkkasten der Firma Rud. Böcking & Cie in Halbergerhütte besteht durchweg aus Eisen. Hier wird der ausschaltbare Wasserverschluß dadurch bewirkt,

daß der untere Rand des Schlamm-eimers in ein topfartiges, in der Mitte offenes Zwischenstück eintaucht. Bei dieser Anordnung schließt der Einlaufrost in der Fahr-bahnneigung an den steinernen Fußwegbord an, im Gegensatz zu der Anordnung Abbild. 52*), wo die Einlauffläche noch um die weniger leicht verstopfbare Bordöffnung des Sinkkastendeckels vermehrt wird.

Eine beachtenswerte Neuerung bildet auch das von der Kanal- und Wasserbau-Gesellschaft m. b. H. in Frankfurt a. M.

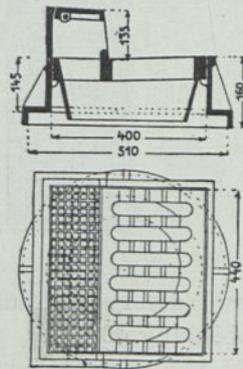


Abb. 52*.

*) Aus der Preisliste von Kelle & Hildebrandt in Dresden und Großluga-Niedersedlitz.

vertretene und vielfach bewährte Einsinkkasten-System, Abbildung 53. Während die Sinkkasten bisher seitlich in der Straßenrinne angeordnet wurden, bezweckt dieses System die Vereinigung zweier gegenüberstehender Kasten zu einem, dessen Anordnung in der Regel in der Straßenmitte er-

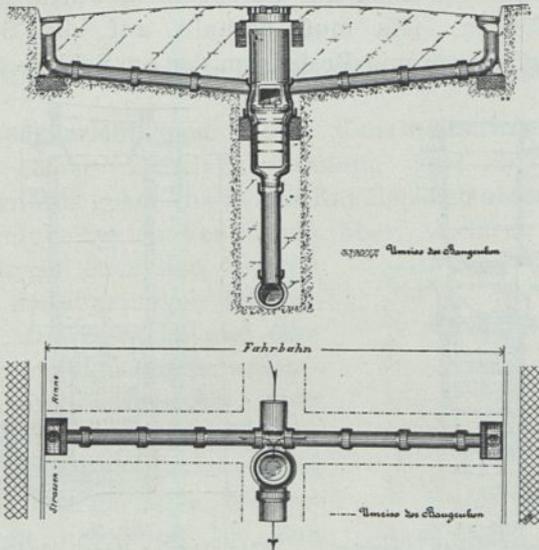


Abb. 53 a, b. Einsinkkasten-System von Tagewassereinläufen.

folgt, wenn er gleichzeitig auch dem Straßenkanale zur Entlüftung dienen soll. Der Vorteil liegt in einer nicht geringen Verminderung der Anlage-, Bau- und Betriebskosten des Kanalnetzes. Abbildung 54 zeigt einen Einlauf für Bordsteinrinnen, Abbildung 55 das Sinkkasten-Modell „Compos“ dieses Einsinkkasten-Systems. Die Wirkungsweise bedarf keiner weiteren Erläuterung. Für größere Kanäle werden die Kasten

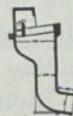


Abb. 54.

mit seitlicher Wassermündung geliefert. Abbild. 56 zeigt das mit Wasserverschluß hergestellte Modell „Combust“.

Die vorstehenden Ausführungen lassen auf eine große Verschiedenartigkeit und Zahl der üblichen Straßenwassereinläufe oder Straßensinkkasten schließen. Sie auch nur aufzuzählen, würde hier zu weit führen. Es muß deshalb auf die Sonderbeschreibungen und Preislisten der am Schlusse dieses

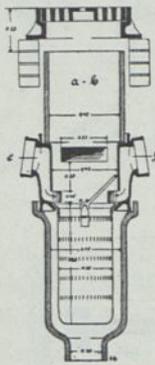


Abb. 55.
Einsinkkasten Modell „Combos“.

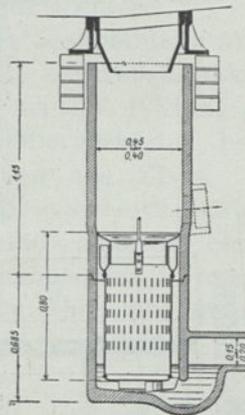


Abb. 56.
Einsinkkasten Modell „Combust“.

Buches in der Bezugsquellenliste angegebenen Spezialfirmen verwiesen werden.

Die Senkung zu hoher Grundwasserstände ist meist eine Folge der Kanalisationen. Wengleich auch ein Eintreten des Grundwassers in vollkommen dichte Kanäle nicht stattfindet, so entstehen Wasseradern in Richtung der Kanäle doch meist insofern, als die Baugrube selbst bei sorgfältigster Verfüllung nie wieder die ursprüngliche, dem gewachsenen Boden gleiche Dichtheit erlangt. Wo eine Senkung des

Grundwasserspiegels nötig ist, kann dies durch die Einlegung von Drainröhren, unter der Kanalsohle oder dadurch erreicht werden, daß als unterste Schichten der Baugrubenverfüllung grober Kies eingeworfen wird.

Einrichtungen zur Reinhaltung der Kanäle.

Spüleinrichtungen. Jedes Kanalnetz bedarf zeitweise einer kräftigen Spülung und Reinigung. Andernfalls gehen die in den Kanälen sich absetzenden Unreinigkeiten in Verwesung über, wodurch giftige Kanalgaase entstehen, welche üble Ausdünstungen hervorrufen. Die zeitweise und sehr unregelmäßige Regenwasserabführung unterstützt zwar die Reinhaltung der Kanäle, sie genügt aber allein nicht wegen den geringen Wassermengen besonders in den oberen Kanalstrecken. Deshalb ist schon bei der Anlage der Kanäle darauf Rücksicht zu nehmen, daß für den Spülbetrieb geeignete hochliegende Wässer zur Spülung des Kanalnetzes nutzbar gemacht werden. Hierfür kommen besonders Mühlgräben, Stauteiche, sodann Quellen und Wasserläufe in Berg-

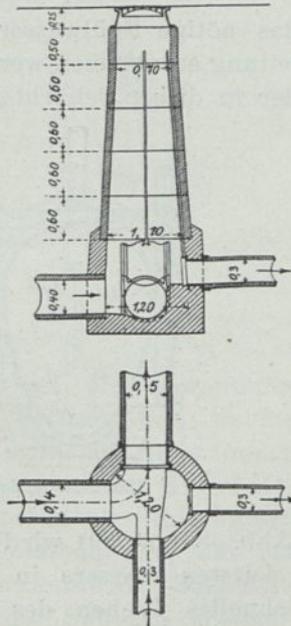


Abb. 57: Spülschacht.

gebieten und sonstige hierfür günstig gelegene Wässer in Betracht, welche durch sogen. Spülleitungen mit den Spülschächten (Abb. 57) den oberen Kanalstrecken zugeführt werden. Unter Umständen wird

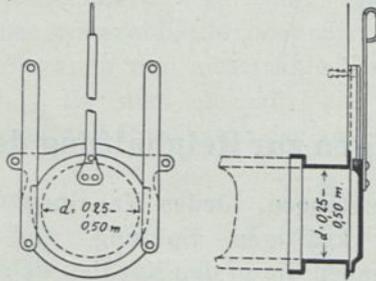


Abb. 58. Spülschieber für Handaufzug.

das nötige Spülwasser sogar der örtlichen Wasserleitung entnommen werden müssen. Durch Bedienung der in diesen Schächten angeordneten Spülschieber

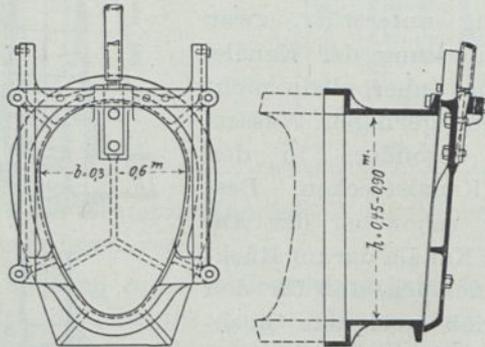


Abb. 59. Handaufzugschieber für Eiprofile.

(Abb. 58 und 59) wird zunächst ein Aufstau des eingeleiteten Wassers in dem Schachte hervorgerufen. Schnelles Ziehen des Schiebers der zu spülenden Kanalstrecke erzeugt sodann einen kräftig wirkenden

Spülstrom, welcher alle Kanalwasserablagerungen mit sich reißt und entweder in den Schlammfängen der Einsteigeschächte absetzt, oder — wo diese fehlen, nach Wiederholung des Spülverfahrens in den angrenzenden unteren Kanalstrecken — nach und nach der Mündung zuführt. Ein zeitweises Reinigen und Ausbürsten der Kanäle erleichtert und beschränkt den Spülbetrieb.

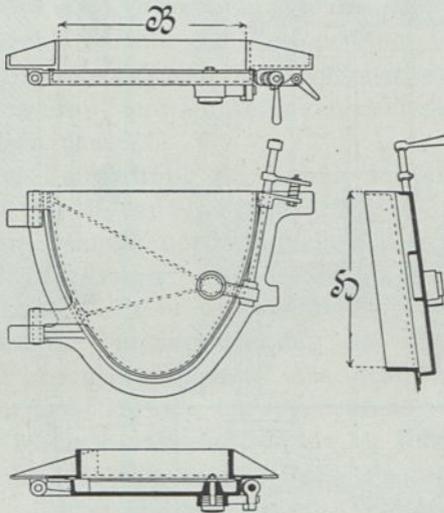


Abb. 60. Spültür für Eipprofile.

Bei den größeren Kanälen ist die Anwendung der vorstehend dargestellten Spülschieber, welche den gesamten Kanalquerschnitt schließen, nicht immer nötig. Hier werden meist sogenannte Überfallschieber angewendet. Sie stauen das Spülwasser nur bis zu einer gewissen Kanalhöhe an, um bei weiterem Zuflusse über die Oberkante des Schiebers abzufallen, ein Zeichen, daß die Spülung erfolgen kann. Bei beschränkter Bauhöhe werden statt der

senkrecht auf und ab bewegten Spülschieber sogenannte Spültüren angewendet, welche in wagerechter Richtung bewegt werden und den Vorteil haben, daß durch schnelle Öffnung der Spültüre sofort der ganze angestaute Wasserquerschnitt abfließen kann. Die

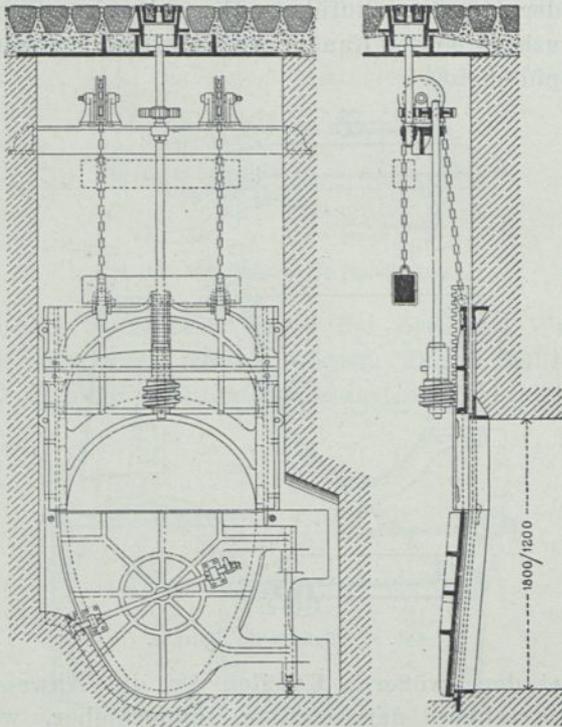


Abb. 61. Spültür mit oberem Schieberverschluß.
(Firma Böcking & Cie., Halbergerhütte.)

der Preisliste von Gebr. Barnewitz in Dresden, entlehnte Abbildung 60 zeigt eine derartige Spültür für größere Eiprofile. Die Überlaufkante liegt in der Kämpferhöhe des Eiprofils. Abbildung 61 stellt eine der Preisliste von Böcking & Cie. in Halbergerhütte

entlehnte Vereinigung von Spültür und Schieber dar, wie sie bei der Kanalisation von Dessau für $1,20 \times 1,80$ m weite Eiprofile ausgeführt wurde. Sie dient sowohl zu Spülzwecken als auch zur Absperrung gegen Hochwasser-Einstauungen. Bei allen Spülschiebern und -Türen ist die Möglichkeit einer schnellen Schieber- oder Türöffnung Voraussetzung um einen möglichst kräftigen Spülstrom zu erzielen. Mit der Anwendung der langsamwirkenden Spindelverschlüsse und der Kettenrollen- oder Zahnstangenzüge, haben Türen und Schieber nur die Bedeutung von Stau- und Rückstauverschlüssen, Wasserstandsreglern usw.

Bei der Reinhaltung der Kanäle leisten oft auch sogenannte „Selbstspüler“ gute Dienste. Abbildung 62 zeigt die Schachtanordnung eines Kanalspülers „System Müller-Geiger“ der Geigerschen Fabrik in Karlsruhe i. B. Dieser Selbstspüler beruht auf der Heberwirkung. Die Saugwirkung des Hebers wird hier unter Inanspruchnahme des Stauwasser-Überdruckes im Spülschachte hervorgerufen.

Die Wirkungsweise des Spülers ist folgende: Das Fallrohr des Hebers bildet einen großen Wasserverschluß. Neben diesem ist ein zweiter kleinerer und ganz enger Wasserverschluß angeordnet, dessen kürzerer Schenkel mit dem Fallrohr des Hebers und dessen längerer Schenkel durch ein Standrohr einerseits mit dem Ablaufrohr und andererseits mit dem Spülbehälter in Verbindung steht.

Wenn nun das Wasser im Behälter sich staut, so steigt es auch im oberen Heberschenkel — wenn auch langsamer — und preßt dadurch die Luft im Heberrohr zusammen. Diese Pressung steigert sich mit zunehmendem Wasserdruck und sucht das Gleich-

gewicht des großen Wasserverschlusses aufzuheben. Da jedoch die Grösse dieses Wasserverschlusses so bemessen ist, daß derselbe der gepreßten Luft im Heberrohre auch dann noch genügenden Widerstand leistet, wenn der Stau im Spülbehälter den Scheitel des Hebers bereits überstiegen hat, so kann der

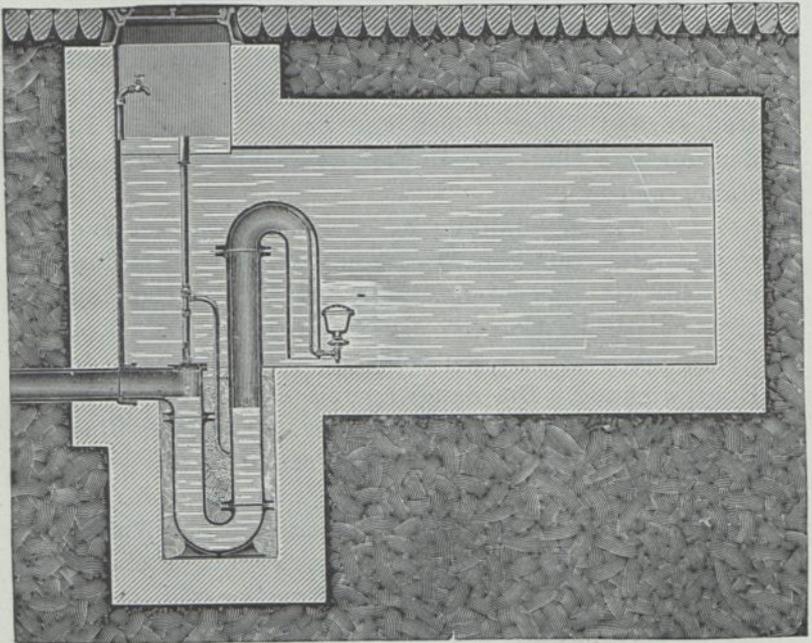


Abb. 62. Kanalspüler System Müller-Geiger.

Spüler nur mit Hilfe des Nebenwasserverschlusses in Tätigkeit treten.

Sobald der Stau im Spülbehälter die gewünschte Höhe erreicht hat, fließt das Stauwasser durch das Standrohr, in welchem ein Ejektor (Auswerfer) angeordnet ist, in das Ablaufrohr ab. Durch die

Wirkung dieses Ejektors wird der Nebenwasserverschluß abgesaugt; die gepreßte Luft im Heberrohr kann nun plötzlich durch den leergesaugten Nebenwasserverschluß nach dem Ablaufkanal entweichen. Das Stauwasser strömt unter Druck in das Heberrohr, füllt dasselbe ganz aus, und die saugende Wirkung des Hebers tritt nunmehr mit voller Kraft in Wirksamkeit, wobei sich der Nebenwasserverschluß von neuem füllt. Nach Entleerung des Spülbehälters kann die für das weitere Funktionieren des Spülers erforderliche Luft in das Innere des Spülers durch ein besonderes Röhrchen eintreten. Zur Regulierung und Sicherung der Luftzuführung dient ein am aufsteigenden Heberschenkel angebrachtes kleines Ausgleichsgefäß.

Durch entsprechende Längenbemessung der Heberrohrschenkel und des Standrohres kann die Stauhöhe im Spülbehälter beliebig verändert werden. Der auf dem Kniestück des Ablaufrohres sitzende Deckelverschluß ist zum Hochschrauben eingerichtet, um den Spülbehälter bis auf den Grund entleeren zu können.

Ein ebenfalls vielfach angewendeter Selbstspüler der Firma Rud. Böcking & Cie. in Halbergerhütte ist in Abbildung 63 dargestellt. Dieser Kanalspüler besteht aus einem Glockenheber, dessen inneres Rohr mit seinem unteren Ende in einen halbkugelartigen Unterteil taucht und mit diesem einen Wasserverschluß bildet. Am oberen Ende des inneren Rohres ist ein trichterförmiger Ansatz, welcher bewirkt, daß das überlaufende Wasser nicht an den Innenwänden herabrieselt, sondern frei herabfällt. Sobald der Sammelbehälter genügend gefüllt ist, beginnt das Wasser über den Trichter des inneren Rohres abzu-

fallen. Hierdurch wird die Luft im inneren Ober-
teile der äußeren Glocke mitgerissen und ein Unter-
druck erzeugt, der gegen den Kanal durch den
Wasserverschluß im Unterteil wirksam geschützt ist.
Kurze Zeit nach Beginn des Überlaufens ist die Luft
in der Glocke so verdünnt, daß der Druck der Außen-
luft den Heber in Tätigkeit setzt. Es entleert sich
alsdann der ganze Inhalt des Spülbehälters bei voller

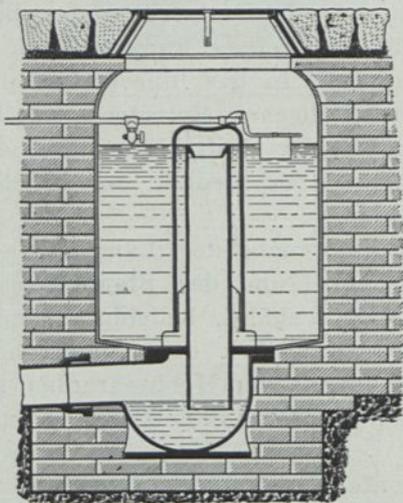


Abb. 63. Selbstspülender Glockenheber.

Füllung des inneren Ablaufrohres und zwar so weit,
bis Luft unter die Glocke tritt und die Saugwirkung
des Hebers aufgehoben wird. Der Spüler bleibt
dann solange in Ruhe, bis der Behälter wieder bis
zum Überlauf gefüllt ist.

Außer den vorgenannten Selbstspülern gibt es
noch eine Zahl anderer Systeme, die in ganz ver-
schiedenartiger Weise wirken sollen, in ihrer Wirkung
aber nicht immer befriedigen.

Lüftungseinrichtungen. Die beste Lüftungseinrichtung der Kanäle besteht darin, daß man die in Höhe des Dachfirstes endenden und mit der Außenluft in Verbindung stehenden Hauptrohre der Hausleitungen ohne Wasserverschluß an den Straßenkanal anschließt. Da die Luft im Leitungsrohre des Hauses selbst gewöhnlich wärmer ist, als außen, besonders wenn sich das Hauptabfallrohr in der Nähe des Küchenschornsteins befindet, entsteht infolge des Höhenunterschiedes H in der in Abbildung 64 dar-

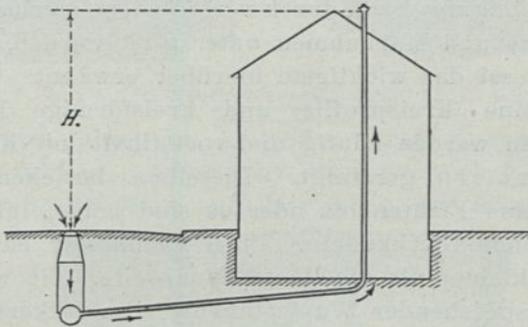


Abb. 64.

gestellten Pfeilrichtung eine Luftströmung, durch welche sowohl eine Lüftung des Straßenkanals als auch der Hausleitungen stattfindet. Deshalb müssen die Abdeckungen der Einsteigeschächte mit Durchbrechungen versehen sein, unter Umständen auch die in der Straße liegenden Regenwassereinfläufe ohne Wasserverschluß mit dem Kanale in Verbindung stehen.

Bei den Lüftungseinrichtungen würden eigentlich auch jene Maßnahmen zu besprechen sein, durch welche den Kanalgasen ein ganz bestimmter Weg gewiesen, der Austritt an gewissen Stellen aber verwehrt werden soll: die Geruchsverschlüsse. Da die

Bedeutung der letzteren aber bereits an anderer Stelle betont wurde, weil ihre Anwendung sonst aber vorwiegend die Hausleitungen betrifft, werden sie am besten bei den letzteren weiter besprochen.

Reinigungsgeräte. Kanäle mit schwachem Gefälle bedürfen in der Regel einer häufigeren Spülung und Reinigung als Kanäle mit stärkerer Sohlenneigung. Aber auch sonst wird es bei einem größeren Kanalnetze nicht an Kanalstrecken fehlen, bei denen eine periodisch wiederkehrende Reinigung nötig ist. Diese Kanalreinigung kann durch verschiedene mechanische Eingriffe und Maßnahmen unterstützt werden, nachfolgend sei das wichtigste hierüber erwähnt.

Kleine Kreisprofile und kreisförmige Dükerleitungen werden häufig und vorteilhaft mit Kugelschwimmern gereinigt. Dieselben bestehen entweder aus Fichtenholz oder es sind hohle, luftdicht schließende Blechkugeln. Ihr Durchmesser ist 5 bis 10 cm kleiner als die lichte Kanalweite. Sie werden bei entsprechender Wasserführung des Dükers oder Kanals — nach Befinden im Zusammenhang mit dem Spülbetrieb — in die zu reinigende Kanalstrecke eingelassen und schwimmen infolge des Auftriebs nicht auf der Sohle, sondern am Scheitel des Kanalrohres vorwärts. Das hinter der Kugel sich aufstauende Wasser schießt dann mit erheblich gesteigerter Spülkraft durch den sichelförmigen Raum zwischen Kugel und Kanalsohle, wodurch der auf der Sohle lagernde Schlamm aufgerührt und fortgeführt wird.

Viel gebräuchlich ist auch das zeitweise Ausbürsten der Kanäle. Mit Hilfe eines Kugel- oder Korkschwimmers wird eine geölte Schnur im Kanale von Schacht zu Schacht gezogen und mit Hilfe der Schnur ein leichtes dauerhaftes Seil, an welchem in

der Mitte eine entsprechend geformte Bürste befestigt ist. Die Abbildungen 65 bis 67 zeigen derartige, von der Firma Haase & Co. in Gotha aus Stahldraht und Piassava hergestellte hohle Kanalreinigungsbürsten. Die Bürstenseile werden an den Einsteige-

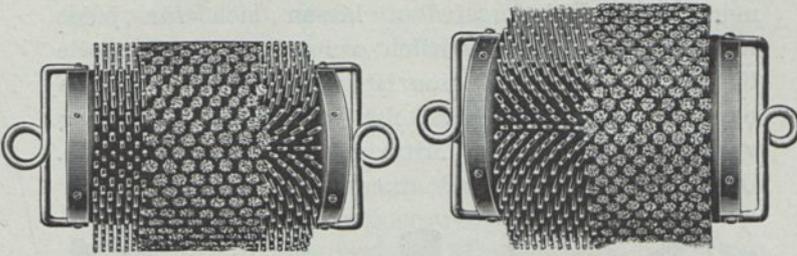


Abb. 65.

Abb. 66.

Kanalreinigungsbürsten.

schächten über die Leitrollen dort einzusetzender Spannstreben geleitet und dann nach oben geführt. Wiederholtes Hin- und Herziehen der Bürsten be-

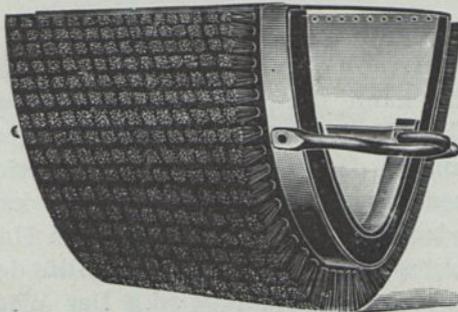


Abb. 67. Reinigungsbürste für eiförmige Kanäle.

wirkt, daß der Kanalschlamm und -Sand durch die Stahldrahtbündel der Bürsten gelockert, durch die Piassavaborsten beseitigt wird. Die Bürsten der genannten Firma haben sich überall bestens bewährt.

Zur Besichtigung und Reinigung größerer Kanäle dient auch der in Abb. 68 dargestellte Kanal-

besichtigungswagen. Der Rahmen des Wagens ist zweiteilig, beide Wagenteile werden gelenkig mit Schrauben zusammengehalten. Lauf- und Führungsrollen sind mit Gummireifen versehen, damit sie leicht laufen. Die in der Wagenmitte befindlichen und abnehmbaren Führungsrollen lassen sich für jedes Kanalprofil bequem seitlich verstellen, so daß die Kippgefahr ausgeschlossen ist. Der aus Winkeleisen bestehende Wagenrahmen ist mit einem Holzbelag versehen, der in der Mitte schmaler ist als außen. Durch diese Form und durch das Gelenk in der

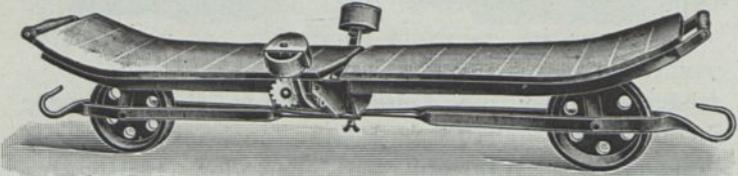


Abb. 68. Kanalbesichtigungswagen.

Wagenmitte kann der Wagen auch Kurven durchfahren. Die Endteile des Wagens sind auf- und niederklappbar, damit der den Kanal Besichtigende sich bequem zurechtsetzen oder legen kann. An beiden Enden des Wagens befinden sich Haken zum Einhängen des Drahtseils, mit dessen Hilfe der Wagen durch den Kanal gezogen wird. Der Wagen wird von der Firma Haase & Co., Spezialfabrik für Kanalreinigungsgeräte in Gotha, geliefert.

Verstopfungen in Röhren und Kanälen lassen sich bei Vermeidung von Aufgrabungen durch gelenkige Bohrgestänge, Spiralseile und ringförmig aufgewickelte Stahldrähte beseitigen. Vorzüglich bewährt hat sich ein nach Abb. 69 aus-

geführtes Bohrgestänge der Kanal- und Wasserbau-Gesellschaft m. b. H. in Frankfurt a. M., welches unter dem Namen „Blitzbohrer“ bekannt ist. Derselbe setzt sich aus Gliedern von 3 m Länge zusammen, die miteinander, wie nebeneinander, verbunden und umkapselt sind. Er ist für alle Rohrweiten über 5 cm verwendbar, sehr stabil und schmiegsam, leicht und einfach zu handhaben und eins der besten Hilfsmittel zur Reinhaltung unzugänglicher Leitungen und gekrümmter Kanäle. Seine Wirkung erstreckt sich bis zu 50 m Entfernung von der Einführungsstelle, während ca. 20 mm starke Spiralseile nur auf höchstens 10 bis 15 m, ringförmig aufgewickelte Stahldrähte aber höchstens auf 6 bis 10 m Entfernung wirken.

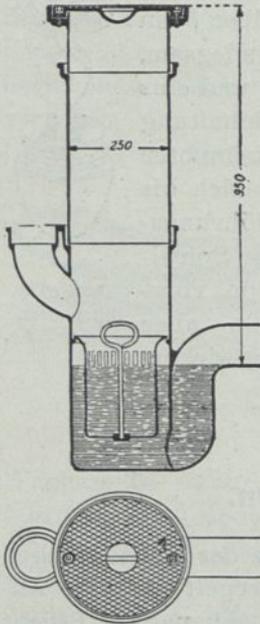


Abb. 69.
Blitzbohrer.

Hausleitungen.

Die Art und Ausführungsweise der Hausleitungen wird am besten ortsgesetzlich geregelt und den Anliegern der Anschluß an den Straßenkanal zur Pflicht gemacht. Das Stammrohr (Hauptrohr) ist möglichst in die Nähe des Küchenschornsteins zu legen, ohne Wasserverschluß herzustellen und in uneingeschränkter Weite bis über den Dachfirst zu führen. Die Weite des Stammrohres betrage mindesten 15 cm, bei seiner Lage im Erdboden erhalte es mindesten ein Gefälle von 1:50. Die Mindestweite der kleinsten Zweigrohrleitungen betrage nicht unter 5 cm. Im Innern der Gebäude sind Geruchverschlüsse (Wasserverschlüsse)

in den Zweigleitungen in ausgiebigster Weise anzuordnen, Schlammfänge dagegen mit Ausnahme in Kellerräumen möglichst zu vermeiden. Im Übrigen sind alle Leitungen so anzulegen, daß dieselben nicht einfrieren können, und daß eine Untersuchung und Reinigung jeder einzelnen Leitungsstrecke ohne große



Mühe möglich ist. Dem letztgenannten Zwecke dient auch der bei jeder Hausleitung kurz vor dem Anschluß an den Straßenkanal herzustellende Revisionssschrot. Ebenso sind auch die Einlaufsschrote der Höfe mit besonderen Schlammfängen zu versehen.

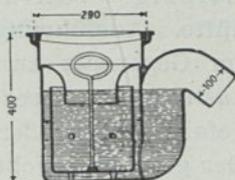
Bei den Hausleitungen sind insbesondere jene Stellen zu beachten, an denen ein Ein- oder Austritt des Wassers stattfindet oder stattfinden kann und an denen meistens auch die Kanal-gase mit der Außenluft in Verbindung stehen würden. Außerdem ist die Möglichkeit einer dauernden Rein- und Instandhaltung der Leitungen zu be-

Abb. 70. Regenrohrsandfang.

rücksichtigen. Entsprechend eingerichtete Regenwassereinläufe, Hauswasserausgüsse, Rückstauverschlüsse, Geruchsabdichtungen, Sinkkästen, Schlamm- und Fettfänge usw. sind deshalb die notwendigen Bestandteile einer geregelten Haus- und Grundstücksentwässerung. Den Bedürfnissen entsprechend sind für die genannten Zwecke nach und nach eine Reihe von Vorrichtungen aus-

gebildet worden, welche trotz verschiedener Abweichungen untereinander meist mehrere der verlangten Voraussetzungen in sich vereinigen. Die Einrichtung einer zweckentsprechenden Haus- und Grundstücksentwässerung ist damit ungemein erleichtert. Aus der großen Zahl dieser Einrichtungsgegenstände seien nachfolgend nur einige wenige herausgegriffen:

Abbildung 70 stellt einen Regenrohrsandfang der Firma Kelle & Hildebrandt-Dresden dar. Er besteht aus Gußeisen. Sein



Sinkkasten zur Zurückhaltung der von den Dachflächen kommenden Ziegel- und Schieferteilchen, Ruß- und Staubmengen usw. besitzt einen herausnehmbaren Eimer, der in frost-sicherer Tiefe untergebracht ist. Zwischen Sinkkasten und Abflußrohr liegt ein zungenförmiger Wasserverschluß. In diesem Falle kann also die sonst häufige Kanalentlüftung durch die Regenabfallrohre nicht stattfinden. Wäre dies beabsichtigt, so müßten Abfallrohr und Abflußleitung bei dichter Kastenabdeckung ohne Geruchsverschluß in direkter Luftverbindung stehen.

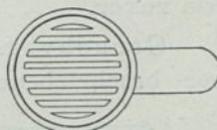


Abb. 71. Haussinkkasten.

Abbildung 71 stellt einen Haussinkkasten derselben Firma dar. Der herausnehmbare Schlammeimer liegt unmittelbar unter dem Ausgußroste. Auch hier wirkt

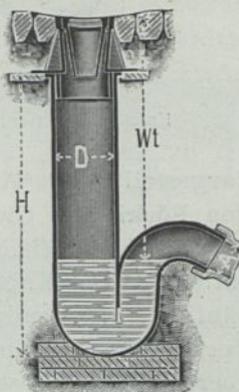


Abb. 72. Hofsinkkasten (Modell Leipzig).

der gleiche Wasserverschluß dem Austritt der Kanal-
gase in das Hausinnere entgegen.

Abb. 72 zeigt einen Hofsinkkasten — Modell
Leipzig — der Firma Böcking & Cie. in Halberger-
hütte. Ausführung wie zuvor ebenfalls in Gußeisen.
Im Gegensatz zu dem vorherbeschriebenen Haussink-
kasten hat dieser Hofsinkkasten wegen der Frost-
gefahr eine größere Tiefe. Der Schlammeimer fehlt.
Der geruchsabdichtende Wasserverschluß ist derselbe
wie zuvor.

Geruchverschlüsse von anderer als der bis-
her beschriebenen Art sind in den Abb. 73 bis 77

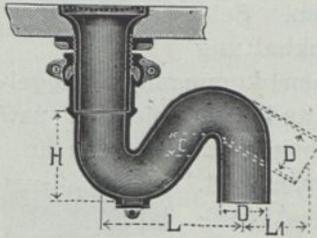


Abb. 73.

Knieförmiger Geruchverschluß.



Abb. 74.

Zungenartiger Geruchverschluß.

dargestellt. Die Abb. 73 und 74 sind den Preislisten
von Böcking & Cie. in Halbergerhütte, die Abb. 75
bis 77 der Preisliste von Gebr. Barnewitz-Dresden
entlehnt. Der Knieverschluß, Abb. 73, stellt eine der
häufigsten Anwendungsformen dar. Er hat zwar den
Vorteil, daß er infolge des gleichbleibenden Rohr-
querschnittes Verstopfungen weniger ausgesetzt ist,
doch wird er in tieferen Lagen bei Luftspannungen
der Abfallrohre leicht „leergezogen“. Besser ist der
Syphon, Abb. 74, der in senkrechten Fallrohren an-
gewendet wird, gefälliger aussieht, eine Raumersparnis

bedeutet, und bei dem ein Leersaugen infolge des vergrößerten Wassersackes so gut wie ausgeschlossen ist. Der Syphon, Abb. 75, wird in mehr wagerechten Leitungsstrecken angewendet. Er kann durch den mit Bügelverschluss versehenen senkrechten Rohr-

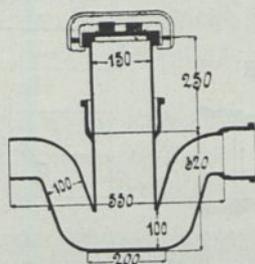


Abb. 75. Syphonartiger Wasserverschluß mit Reinigungsöffnung.

stutzen gereinigt werden. Abb. 77 stellt einen Glockenverschluss dar. Die Wirkung des letzteren wird bei plötzlicher Zuführung größerer Wassermengen leicht aufgehoben.

Rückstauverschlüsse dienen dazu, an tiefliegenden Leitungen den Austritt des Kanalwassers zur Zeit von Hochwässern usw. zu verhüten. Auch hier bestehen die mannigfaltigsten Formen. Abb. 78 zeigt einen Rückstauschieber (Preisliste von Kelle & Hildebrandt-Dresden), Abb. 79 eine selbsttätige und feststellbare Rückstauklappe (Preisliste Gebr. Barnewitz-Dresden). Eine be-

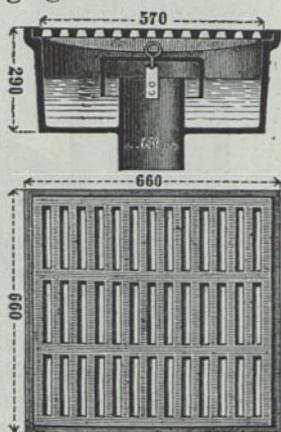


Abb. 77. Glockenartig. Geruchverschluss.

achtenswerte Vereinigung von Sinkkasten und Rückstauverschuß bringt die Firma Böcking & Co. in Halbergerhütte mit dem in Abbild. 80 dargestellten

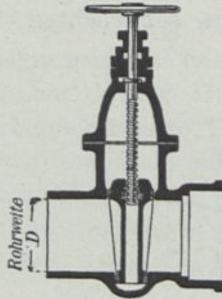


Abb. 78.
Rückstauschieber.

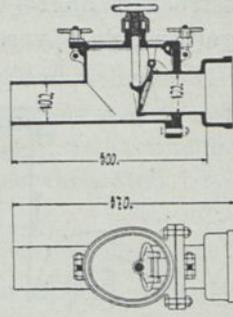


Abb. 79.
Selbsttätige u. feststellbare Rückstauklappe.

Sinkkasten mit doppeltem Rückstauverschuß, System Östreicher, in den Handel. Am Einlaufroste dieses Sinkkastens ist eine Messingspindel eingesetzt, an

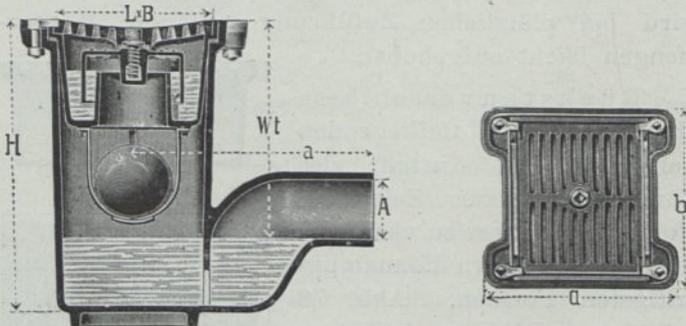


Abb. 80. Sinkkasten mit doppeltem Rückstauverschuß (System Östreicher).

welcher die daran befestigte Tauchglocke auf- und abwärts bewegt werden kann. Diese Tauchglocke hat gewöhnlich die in der Abbildung ersichtliche Stellung. Sie bildet dann den Geruch-

verschluß des Sinkkastens. Tritt Hochwasser ein, so wird die im Sinkkasten untergebrachte Gummikugel gegen die Öffnung des Ablaufstutzens gedrückt, wodurch dem Hochwasser der Weg nach dem Keller verschlossen wird. Bei anhaltendem Hochwasser wird zur Sicherheit noch die obere Stutzenöffnung durch Herabschrauben der Tauchglocke geschlossen, wobei die unter der Glocke befestigte Lederscheibe die Dichtung vermittelt.

Einen selbsttätigen Rückstauverschluß mit vorgeschaltetem Sinkkasten stellt die Abbildung 81 dar, welche gleichfalls der Preisliste der Firma Böcking



Abb. 81. Selbsttätiger Rückstauverschluß mit vorgeschaltetem Sinkkasten.

& Cie. entlehnt ist. Die Verschlußwirkung der Gummikugel erfolgt beim Rückstau der Kanalwässer in ähnlicher Weise wie bei dem Kugelverschlusse der vorbesprochenen Anordnung.

Eine der Hauptursachen für die Verstopfung der Haus- und Brauchwasserleitungen ist der hohe Fettgehalt der Abwässer. Die Fettstoffe besitzen die Eigenschaft, sich während der Gerinnung überall anzusetzen. Durch die andauernde Wiederholung dieses Vorganges und begünstigt durch den Eintritt weiterer Schmutzstoffe verengern sich die Leitungsquerschnitte in allernächster Nähe der Ausgußstellen so lange, bis die Durchflußöffnungen völlig

verstopft sind und der Wasserabfluß aufgehoben ist. Am meisten macht sich dieser Übelstand in den Ableitungen der Küchen, Badestuben und Waschküchen bemerkbar, am schlimmsten aber bei den Abwasserleitungen der Hotels, Fleischereien, Schlachthäuser, Öl- und Seifenfabriken usw. Diesen Übelständen kann durch die Einschaltung sogenannter Fettfänge (Abb. 82 bis 85) vorgebeugt werden. Sie sind stets

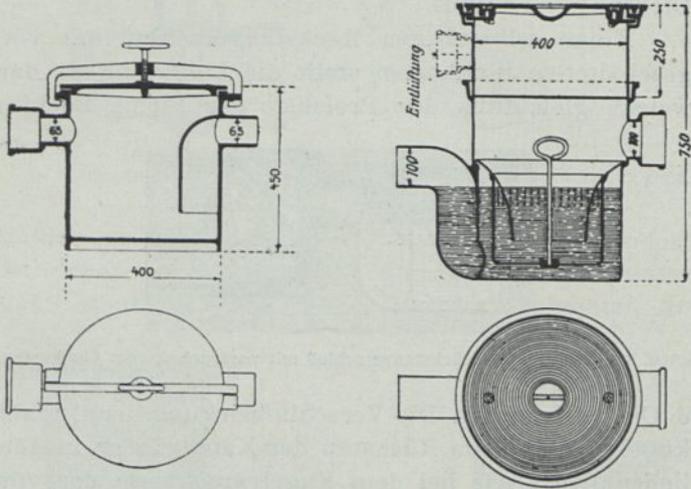


Abb. 82. Fettfang.

Abb. 83. Fettfang mit Sinkkasten

in allernächster Verbindung mit den betreffenden Ausgüßstellen anzuordnen. Beim Fettfange Abb. 82 gelangt das Abwasser in den sogen. Fettopf, in welchem sich die Fette wegen der verminderten Durchflußgeschwindigkeit nach oben bewegen, während die Tauchzunge des Abflußrohres nur die unteren fettfreien Abwasserschichten abfließen läßt. — Beim Fettfange Abb. 83 gelangen die Abwasser erst in den Schlammeimer, dessen äußere Wandung *am oberen Rande* durchschlitzt

ist, um die unter dem Eimertrichter abfließenden entfetteten Abwässer durchzulassen. Die Abbildungen beider Modelle sind der Preisliste von Kelle & Hildebrandt-Dresden entlehnt. — Einen sehr wirksamen Fettfänger nach System Dr. ing. Heyd stellt Abb. 84 dar. Das Abwasser tritt hier aus der Zuleitung in den Einlaufschlitz, aus diesem in den großen Fettsammelraum. Die festen und schwereren Stoffe fallen hier in den Schlammeimer, während das entfettete Wasser durch den Auslaufschlitz in die Abflußleitung gelangt. Ein Mitreißen der Fette durch zu- und abfließendes Wasser findet nicht statt. Dieser Fettfänger wird ebenso wie der nachfolgende Kremersche Fettfänger (Abb. 85) von der Kanal- und

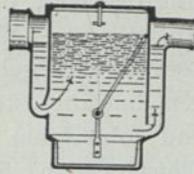


Abb. 84. Fettfänger
System Dr. ing. Heyd.

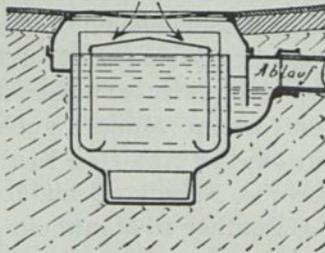


Abb. 85. Kremer-Fettfänger.

Wasserbau-Gesellschaft m. b. H. in Frankfurt a. M. in den Handel gebracht. Der Kremersche Fettfänger (Abb. 85) stellt ein Modell mit Deckeleinlauf dar. Das Abwasser gelangt durch die Öffnungen des Ausgußrostes auf den dachartigen Innendeckel des Fettsammelraumes, und in den letzteren von unten durch die den Fettsammelraum umgebenden Einlaufschlitze.

Im Fettsammelraume schwimmen alle Abwasserfette aufwärts, während die Sinkstoffe in den Bodeneimer gelangen. Das entfettete Wasser fließt durch die an der Außenwand liegenden Auslaufschlitze in den ringförmigen Wandüberlauf und von da in die Ablaufleitung. Wie aus zahlreichen Anerkennungen hervorgeht, gehört der Kremer'sche Fettfänger zu den bewährtesten Vorkehrungen zur Zurückhaltung und lohnenden Weiterverwertung der besonders in Fleischereien, Seifenfabriken, Wäschereien usw. in großer Menge abgehenden Fettmengen.

Ohne nun den vorstehenden Ausführungen auch nur den geringsten Wert auf Vollständigkeit beimessen zu wollen, kann ein weiteres Eingehen auf Einzelheiten in der Einrichtung von Hausentwässerungsanlagen wegen der hierüber bereits bestehenden Literatur doch unterbleiben. Wegen der Ausgestaltung und Wirkung der verschiedenen anderen, hier nur gestreiften Hausentwässerungsartikel sei auf die Spezial-Preislisten und Musterbücher nicht nur der bereits genannten Firmen, sondern auch der weiteren Firmen: Eisenhüttenwerk Akt.-Ges. Keula bei Muskau i. Schles., Geigersche Fabrik, G. m. b. H. in Karlsruhe i. B., Bopp & Reuther in Mannheim-Waldhof usw. verwiesen.

An dieser Stelle sei ferner der vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine aufgestellten „Technischen Vorschriften für Herstellung und Betrieb von Grundstücks-Entwässerungen“ gedacht.

Die Hebung des Kanalwassers.

Wenn für die Kanalwässer das natürliche Gefälle zur Weiterleitung nach der Vorflut oder nach der Reinigungsanlage nicht ausreicht, so müssen diese Wässer entsprechend hochgepumpt werden. Das erforderliche Gefälle ist demnach künstlich zu schaffen. Ein wesentlicher Gefällsverbrauch wird in der Regel durch die Anlagen zur biologischen Reinigung der Kanalwässer hervorgerufen. Aber auch Rieselfelder liegen selten so günstig, daß das Kanalwasser auf sie ohne vorherige Hebung aufgeleitet werden kann. Andererseits sind es zeitweise hohe Grundwasserstände oder Schwankungen des Vorflutwasserstandes, welche oft kürzere oder längere Zeit ein Heben des Kanalwassers nötig machen.

In diesem Falle würde dem Rückstau des Vorflutgewässers dadurch vorzubeugen sein, daß ein in den Auslaßkanal eingebauter Absperrschieber geschlossen wird. Die Spezialfirmen haben diese Schieber in den gebräuchlichsten Kanalprofilen sowie in verschiedenen Sonderausführungen meist vorrätig. Sie werden teils selbsttätig wirkend, teils feststellbar gebaut. Abbildung 86 zeigt z. B. das Stettiner Modell eines derartigen von Böcking & Co., Halbergerhütte, gebauten Spindelschiebers für einen $0,7 \times 1,0$ m haubenförmigen Kanal.

Die Lage des Pumpwerks ist schon durch die Tiefpunkte des Kanalnetzes gegeben. Andererseits ist bei der Auswahl der Baustelle auf genügende Zugänglichkeit mit bequemen Fahrwegen, auf hochwasserfreie Lage des Grundstücks und auf genügenden Raum für spätere Erweiterungen Rücksicht zu nehmen.

Dem Überpumpen der Kanalwässer hat in der Regel eine Reinigung von den größten Schwimm- und Sinkstoffen voranzugehen, da die groben Unreinigkeiten des Wassers für die Pumpen nachteilig und geeignet sind, den regelmäßigen Betrieb des Pumpwerks zu stören.

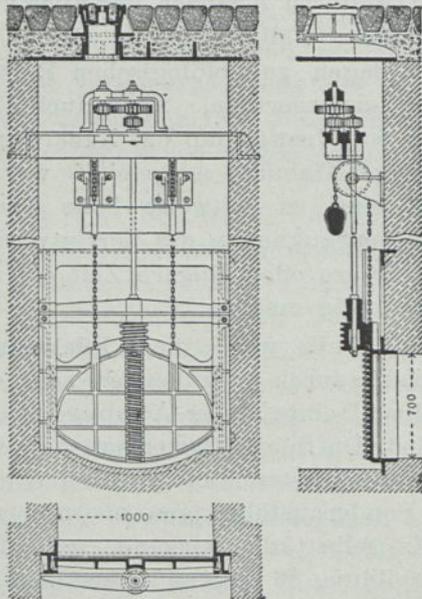


Abb. 86. Absperschieber — Modell Stettin.
(Firma Rud. Böcking & Co., Halbergerhütte.)

Meist werden die Kanalwässer aus dem Hauptsammelkanale in eine beckenartige Kanalerweiterung den sogen. Sandfang geleitet. Derselbe ist so breit und groß anzulegen, daß sich in ihm die Geschwindigkeit des Kanalwassers auf etwa 0,10 bis 0,20 m Sek. vermindert. Dadurch wird in der Regel der größte Teil der Sinkstoffe gefällt. Außerdem ist die Sohle des Sandfanges mit einer entsprechenden Vertiefung

herzustellen, in welcher sich die Sinkstoffe ansammeln und von wo sie bequem wieder herausgeschafft werden können. Eine weitere Zurückhaltung der Schmutzstoffe findet durch bequem und zugänglich einzubauende Rechen und Gitter statt, während auf der Wasseroberfläche schwimmendes Laub, Holz, Papier und dergl. durch Schwimmbalken und Tauchplatten zurückzuhalten ist. Das derartig mechanisch gereinigte Wasser wird in den vertieften Saug- oder Pumpschacht geführt und aus diesem in den Oberwasser- oder Abflußkanal übergepumpt.

Der Oberwasserkanal ist so anzulegen, daß das übergepumpte Kanalwasser zu jeder Zeit und selbst bei dem höchsten Wasserstande des Vorflutgewässers mit natürlichem Gefälle abfließen kann. Unter Umständen ist der Kanal als Druckleitung herzustellen. Gestatten es die örtlichen Verhältnisse, also hauptsächlich die Spiegelhöhen des Vorflutgewässers, so ist bei den Pumpwerken der Vollkanalisationen auf die Anlage eines Regenüberlaufs zur zeitweisen Entlastung des Pumpwerks Rücksicht zu nehmen. Der Regenauslaßkanal muß aber bei höheren Außenwasserständen durch einen Hochwasser-Absperrschieber geschlossen werden können.

Größe und Stärke der **Wasserhebungsmaschinen** hängen natürlich von der erforderlichen Förderleistung ab. Die Förder- oder Hubhöhe wird selten mehr als 6—10 m betragen und für diese Förderhöhen sowie für die Art der zu hebenden Wasser haben sich meist Zentrifugal- oder Kreiselpumpen mit Vorteil bewährt. Aber auch bei größeren Förderhöhen haben diese Pumpen bei entsprechender Bauart meist noch Vorteile gegenüber anderen Systemen. Im allgemeinen sind Zentrifugalpumpen sowohl in

der Anschaffung als auch im Betriebe erheblich billiger als Kolbenpumpen. Die Verbilligung erstreckt sich auch auf die Leitungen, welche wegen der größeren Wassergeschwindigkeit geringere Weiten erhalten als bei Kolbenpumpen. Wegen ihrer einfachen Bauart bietet die Wartung der Zentrifugalpumpen keine Schwierigkeiten, da sie sich leicht auseinandernehmen, reinigen und wieder zusammensetzen lassen. Der Antrieb läßt sich leicht mittels Transmissionsriemen von Lokomobilen, Dampfmaschinen und Motoren aller Art, sowie auch durch unmittelbare Kupplung mit Elektromotoren oder sonstigen rotierenden Kraftmaschinen bewirken. Die unmittelbare Kupplung verleiht den Zentrifugalpumpen insofern noch ein gewisses Übergewicht, als dadurch alle weiteren kraftverbrauchenden Zwischengetriebe, wie sie bei anderen Pumpensystemen meist nötig sind, vermieden werden. Die meist übliche Anordnung derselben mit wagerecht liegender Antriebswelle hat den wesentlichen Vorzug, daß die Pumpen im Trockenen aufgestellt werden können; die Verbindung mit dem Unterwasser wird durch das Saugrohr hergestellt.

Abbildung 87 zeigt eine mit einem Elektromotor direkt gekuppelte Zentrifugalpumpe der Firma A. Borsig in Berlin-Tegel. Die bei allen Kanalisationspumpen zu beachtende Möglichkeit einer öfteren, bequemen und raschen Reinigung des Pumpeninnern ist hier dadurch gegeben, daß am Einlaufdeckel ein besonderer kleiner Deckel mit Handgriffen vorgesehen ist, nach dessen Abnahme das Innere der Pumpe zugänglich ist. Saug- und Druckstutzen sitzen am Gehäuse; die Reinigung der Pumpe kann daher nach Abnahme des Deckels und dadurch erreichter vollkommener Freilegung aller inneren Teile ohne Lösung

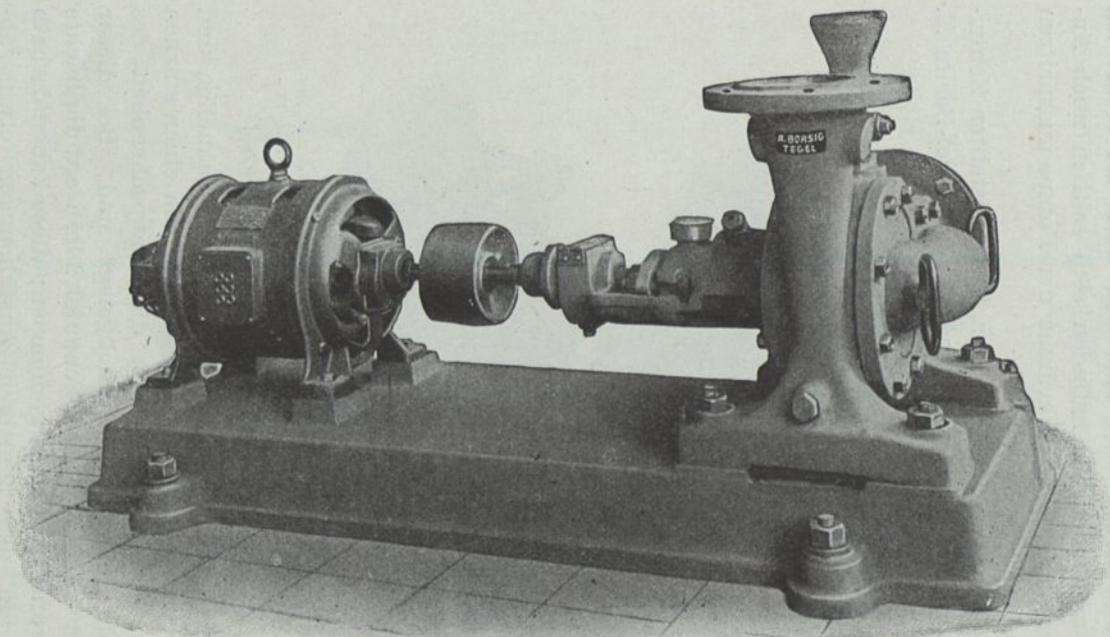


Abb. 87. Zentrifugalpumpe (Schlammpumpe) der Firma A. Borsig, Tegel-Berlin, direkt gekuppelt mit einem Elektromotor.
Leistung: 2000 l/Min. auf 8 m Förderhöhe bei 960 Umdrehungen in der Minute.

der Rohrleitung oder sonstiger Teile erfolgen. An den Pumpendeckeln befinden sich seitlich noch Anschlüsse, um die Druckräume der Pumpe ausspritzen zu können.

Bei der in Abbildung 88 a, b, dargestellten Zentrifugalpumpe der Firma Brodnitz & Seydel-Berlin N.

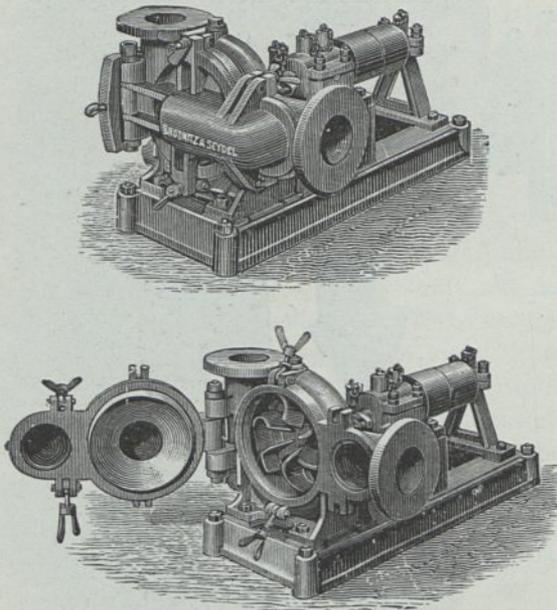


Abb. 88 a, b. Zentrifugalpumpe mit Klappdeckel zum Öffnen.
(Firma Brodnitz & Seydel, Berlin-N.)

ist der Seitendeckel im Interesse der schnellen und bequemen Reinigung wie eine Tür um einen starken Bolzen drehbar, nachdem die Klappschrauben des Deckels gelöst und zurückgelegt sind. Bei dieser Bauart ist auch bei den Schaufelrädern auf die leichte Reinigung Rücksicht genommen; diese haben deshalb eine von den sonstigen Ausführungen etwas ab-

weichende Form. Abbildung 88 a zeigt die Pumpe geschlossen, Abbildung 88 b geöffnet.

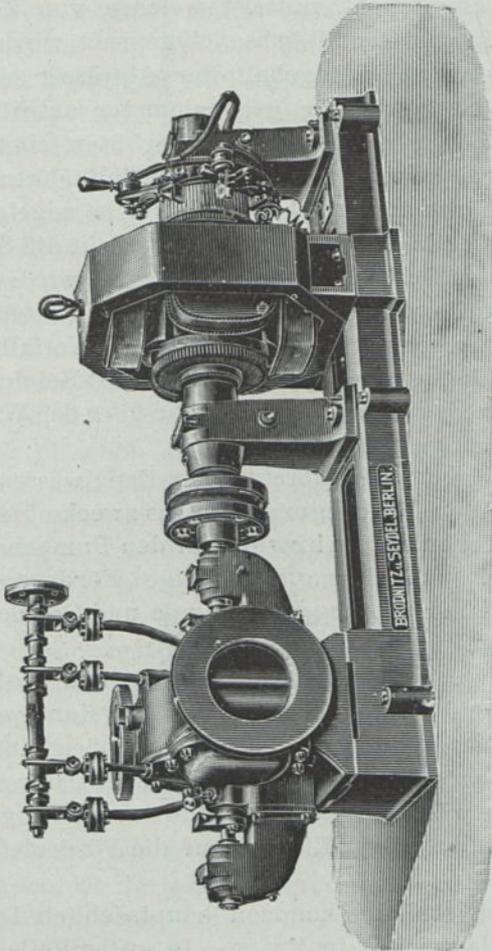


Abb. 89. Zentrifugalpumpe für Kanalwässer mit starkem Sandgehalt.
(Firma Erdmann & Seydel, Berlin-N.)

Die in Abbildung 89 dargestellte und ebenfalls mit einem Elektromotor gekuppelte Zentrifugalpumpe trägt noch dem Sandgehalte der Kanalwässer be-

sonders Rechnung. Für den Schutz der Stopfbüchsen gegen das Eindringen von Sand sind Schmierpressen mit Hahn angebracht, mittelst welchen von Zeit zu Zeit Fett in die Grundbüchse eingepreßt wird. Um aber bei starkem Sandgehalt der Abwässer eine zu schnelle Abnutzung der gegeneinander arbeitenden Teile den Zentrifugalpumpen zu verhüten, sind noch schwache Rohrleitungen mit Einstellhähnen am Pumpengehäuse angebracht, durch welche zugeleitetes reines Wasser in die Grundbüchsen und in die Seitenkammern der Schaufelräder eingespritzt wird.

Fußventile werden bei diesen Pumpen vermieden und durch Absperrschieber ersetzt. Im Notfall kann ein Rückschlagventil (Doppelfußventil) mit Reinigungsdeckel in die Saugleitung unmittelbar über der Wasseroberfläche eingeschaltet werden.

Bei dicken, leicht absetzenden Kanalwässern mit vielen fremden Beimengungen ist es zweckmäßig, ein langsam drehendes Rührwerk in den Pumpensumpf einzubauen, um eine gleichmäßige Förderung zu sichern und Verstopfungen in Pumpe und Rohrleitung zu verhüten.

Bei der Anwendung von Ventil- und Kolbenpumpen sind mit Rücksicht auf die Kanalwasserbeschaffenheit Pumpen mit möglichst großen Eintritts- und Durchgangsöffnungen und überhaupt nur solche Pumpen zu wählen, bei denen die Schwankungen in der Förderhöhe wenig Einfluß auf die Förderleistung ausüben.

Als **Betriebskraft** kommen hauptsächlich Dampf, Gas und Elektrizität in Frage. In erster Reihe wird man die verfügbaren Kraftquellen auf ihre Kosten und Zweckmäßigkeit zu prüfen haben. Elektrische Kraft ist meist etwas kostspielig. Die gewöhnliche

Dampfkraft (ortsfeste Dampfmaschine mit davon getrenntem Kessel) erfordert besondere Maschinen- und Kesselräume sowie größere Lagerplätze für Brennstoffe; den gewöhnlichen Dampfmaschinen bedeutend überlegen sind entsprechend gebaute Lokomobilen, welche Kraftquellen von fast unbegrenzter Anwendbarkeit darstellen. Tonangebend auf dem Gebiete des Lokomobilenbaues ist die Maschinenfabrik R. Wolf in Magdeburg-Buckau. Die Wolfsche Heißdampf-Lokomobile kann mit jedem billig zur Verfügung stehenden Brennmaterial, wie Torf, Sägespäne, Holzabfälle, minderwertige Braunkohle, Petroleum, Naphtha usw. geheizt werden. Sie läßt sich mit 50 % und mehr über ihre Normalleistung dauernd beanspruchen, ein Vorteil, der bei Kanalisationspumpwerken mit oft plötzlich einbrechenden großen Regenwassermengen wohl zu würdigen ist. Gegenüber ortsfesten Dampfmaschinen mit getrenntem Kessel hat die Lokomobile auf Tragfüßen folgende Vorzüge: Geringer Raumbedarf; billigere Aufstellung und die Möglichkeit schneller Ortsveränderung; Vermeidung der Kondensationsverluste in den Dampfleitungen, Wegfall der Rohrleitungen zwischen Kessel und Maschine, leichtere Bedienung, bequeme Reinigung, geringerer Dampf- und Brennstoffverbrauch bei mindestens gleicher Dauerhaftigkeit; niedrigere Anschaffungskosten.

Gas als Betriebskraft sollte man unbedingt dort anwenden, wo dasselbe billig zu haben oder zuzuleiten ist; es gestattet durch den Wegfall des Kesselraumes usw. die räumlich kleinste Ausdehnung der Pumpanlage. Bei den modernen Wasserhebeanlagen stehen die Gasmaschinen für Leucht- und Kraft- oder Generatorgas im Vordergrund. Von Be-

deutung ist ihre stete Betriebsbereitschaft, die besonders bei Kanalisations-Pumpwerken mit Regenwasserzufluß und Hochwasserrückstauungen geradezu unerlässlich ist.

Aus dem Bestreben, die besondere Wartung und staatliche Beaufsichtigung zu vermeiden und auch die Anlagen von jeder Konzession zu befreien, sind dampfkessellose Kraftgasanlagen, die Sauggasanlagen entstanden. Bei diesen Anlagen saugen sich die Gasmaschinen das Gas von den Generatoren selbst an; man pflegt die Wärme des abziehenden Gases unter Vermeidung des Dampfstrahlgebläses zur Erzeugung des der Vergasungsluft zuzusetzenden Wasserdampfes zu benutzen. Dadurch, daß man die Maschinen bis zum Anfeuern der Sauggasanlage mit Leuchtgas oder flüssigem Brennstoff (Benzol) laufen läßt, ist auch beim Sauggasbetriebe die ständige Betriebsbereitschaft gegeben.

Auch die Maschinen für flüssige Brennstoffe, und zwar die Benzin-, Petroleum-, Naphta-, Rohöl- usw. Motoren haben sich bei fast allen Kanalisations-Pumpwerken bestens bewährt.

Ein Vorteil der Verbrennungskraftmaschinen ist ihr ruß- und rauchfreies Arbeiten, vor allem aber die weitgehende Teilbarkeit in einzelne kleine Maschinen.

Die sehr zweckmäßigen Gasmotoren, Sauggasanlagen und Maschinen für flüssige Brennstoffe der Firmen Gebr. Körting, Akt.-Ges. in Körtingsdorf bei Hannover und der Gasmotorenfabrik Deutz in Köln-Deutz stehen bei der Einrichtung von Kanalisations-Pumpwerken obenan.

Unter ganz besonderen Verhältnissen kann in windreicher Gegend mitunter auch die Aufstellung eines Windmotores zweckmäßig und wirtschaftlich

sein; doch wäre es ein falscher Schluß, wenn man glauben wollte, daß der Windmotor irgend eine der bewährten Betriebskräfte verdrängen könnte. Der Windmotor kann nur in Fällen in Frage kommen, in denen nicht allzu große Kraftleistungen (nicht über 10 PS.) erforderlich sind und wenn die Kraftabgabe des Motors nicht unbedingt zu einer ganz bestimmten Stunde nötig ist. Eine rationelle Windkraftanlage wäre nun für Kanalwasserhebungen nicht denkbar, wenn nicht entweder durch ausreichend große Sammel- und Ausgleichsbecken oder durch eine Aushilfskraft eine Sicherheit für windarme Tage geschaffen würde. Kommt eine Kanalwasserreinigung mittels Absetzbecken in Frage, so ist eine weitere Aushilfskraft entbehrlich, wenn die Absetzbecken reichlich größer hergestellt und zugleich als Ausgleichsbecken benutzt werden. Dagegen würde ein billiger Gas-, Benzin- usw. Motor, oder eine Umwertung der Windkraft in elektrische Energie angebracht sein, wenn das Pumpwerk ohne ein größeres Ausgleichsbecken ununterbrochen arbeiten soll. Die in den Unregelmäßigkeiten des Windes liegenden Tourenschwankungen der Dynamomaschine und der Akkumulatorenspeisung werden bei den Windelektrizitätswerken der bekannten Windmotorenfirma Carl Reinsch in Dresden-N. entweder durch ein pat. mechanisches Vorgelege nach System La Cour ausgeglichen oder durch eine speziell dazu gebaute und gewickelte Dynamomaschine. Die von einigen maßgebendsten deutschen Elektrizitätsfirmen speziell für Windkraft gebauten Dynamomaschinen sind unempfindlich gegen unregelmäßigen Betrieb; sie laden die Batterie bei niedriger und hoher Tourenzahl und vertragen bei ihrer Arbeitsleistung Tourenschwankungen bis zu 300%.

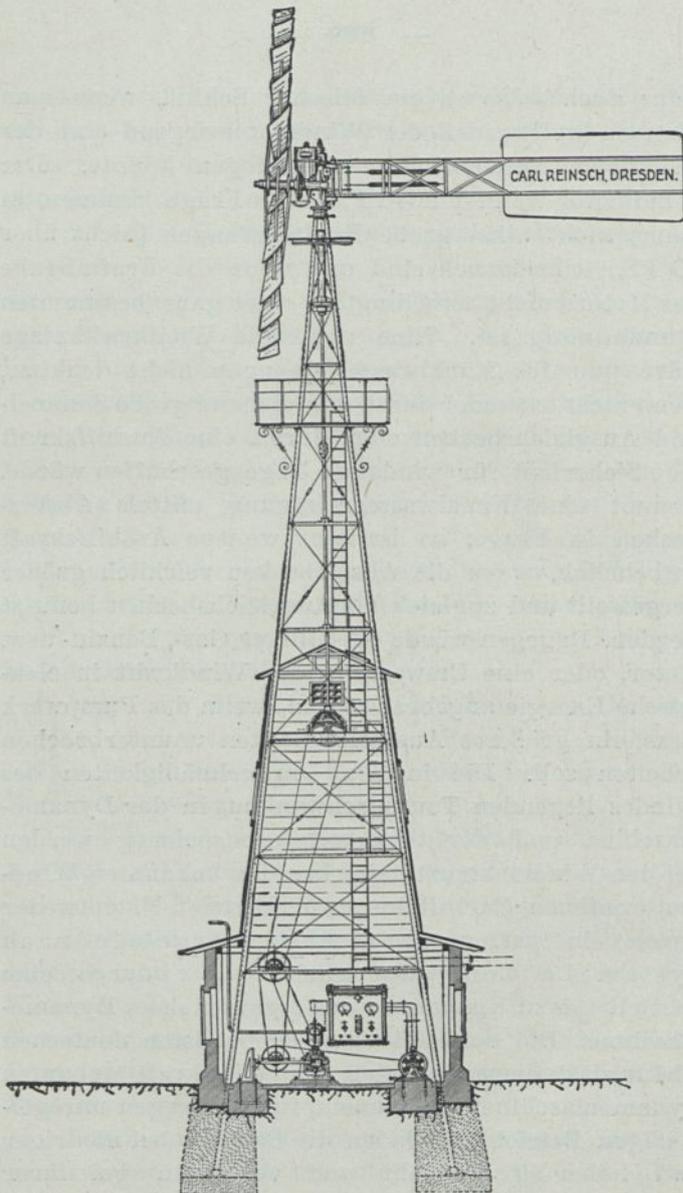


Abb. 90. Schematische Darstellung eines Windelektrizitätswerkes.
(Windmotorenfabrik Karl Reinsch in Dresden.)

Die Hauptsache einer solchen Windkraftanlage ist aber immer eine gute Windlage und ein möglichst großer erstklassiger Windmotor. Die Windmotoren der Firma Reinsch-Dresden entsprechen diesen Anforderungen nach jeder Hinsicht. Abbildung 90 zeigt die wesentlichste Einrichtung eines derartigen Windelektrizitätswerkes.

Sowohl bei den (Gas-, Dampf- oder Elektrizitäts- usw.) Kraftmaschinen als auch bei den Pumpen

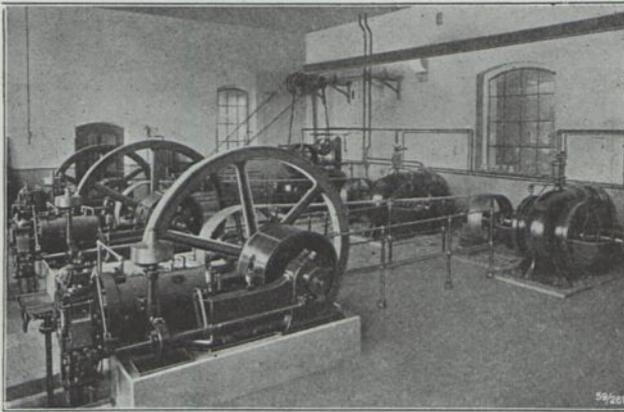


Abb. 91. Kanalwasser-Pumpwerk der Stadt Brieg.
(Ausführung der Firma Gebr. Körting in Körtingsdorf.)

empfiehlt es sich, statt je einer stärkeren Kraftmaschine oder Pumpe je zwei oder mehrere derselben von verschiedener Stärke zu beschaffen, wie dies beispielsweise in Abbildung 91 (Pumpwerk der Stadt Brieg) und Abbildung 92 (Pumpwerk für die Kläranlage der Stadt Duisburg) ersichtlich ist. Bei der Anlage in Brieg wird die Hebung von maximal 690 Sekundenlitern durch zwei Leuchtgasmotoren von je 20 PS. und einen Gasmotor von 12 PS.

bewirkt, wobei jeder große Motor eine Zentrifugalpumpe von 300 Sek.-Litern, der kleine Motor aber eine Zentrifugalpumpe von 90 Sek.-Litern zu treiben

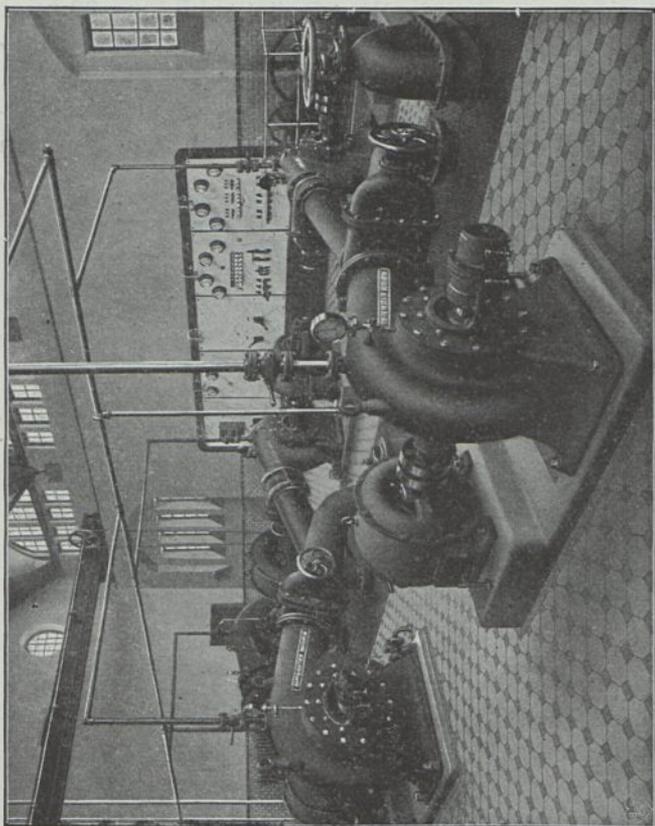


Abb. 92. Pumpwerk für die Kläranlage der Stadt Duisburg.
(Ausführung von Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.)

hat. (Ausführung von Gebr. Körting in Körtingsdorf.)
Bei der Anlage in Duisburg (Ausführung von Bopp & Reuther in Mannheim-Waldhof) ist diese Teilung noch weitgehender, indem dort Elektromotoren ver-

schiedener Stärke zur sekundlichen Pumparbeit von insgesamt 2070 Litern Kanalwasser 5 Zentrifugalpumpen von 30, 30, 40, 40 und 80 cm Rohrweiten antreiben. Diese Teilung ist trotz des Mehraufwands bei der Neubeschaffung besonders deshalb empfehlenswert, weil dadurch meist eine wesentliche Verbilligung der Betriebskosten erzielt wird und weil außerdem die Möglichkeit besteht, bei etwaigen Schäden ohne Betriebsstörung die eine oder andere Pump- oder Kraftmaschine ausschalten zu können. In der Regel arbeiten dann die schwächeren Pumpen bei kleinem, die größeren bei stärkerem, und das gesamte Pumpwerk bei dem größten Zuflusse.

Für die Hubhöhe h (in Metern) und die Wassermenge M (in cbm) ergibt sich die von den Wasserhebungsmaschinen zu leistende Arbeit N in Pferdestärken

$$N = \frac{1000 \cdot M \cdot h}{75}.$$

Die Maschinen selbst müssen aber etwas stärker sein, da ein Teil ihrer Arbeit für die Überwindung von Reibungshindernissen usw. verloren geht. Der wirkliche Nutzeffekt μ der Maschinen schwankt zwischen 0,6 und 0,9, die effektive Pferdestärke N_e ist dann

$$N_e = \frac{N}{\mu}.$$

Jedenfalls wird man sich vor der endgültigen Bestellung der Maschinen über die garantierte Leistung derselben unter genauer Schilderung der Verhältnisse von den Maschinenfabriken genaue und zuverlässige Angaben einholen müssen.

Beispiele für die Anlage von Kanalwasser-Pumpwerken sind in den Abbildungen 93 bis 97

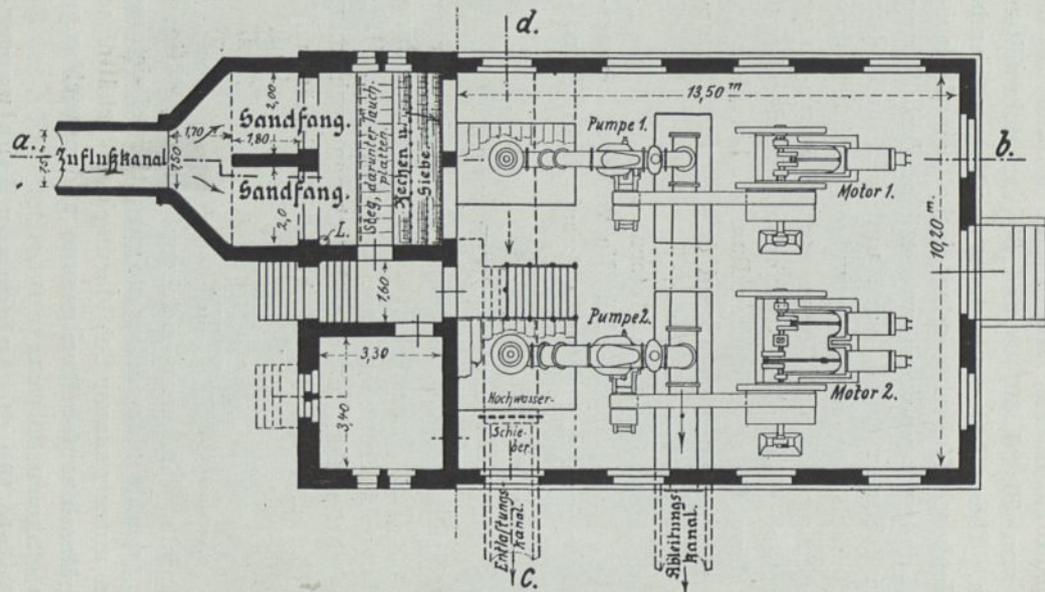


Abb. 93 a. (Grundriß.)
 Kanalwasserpumpwerk, bestehend aus zwei Zentrifugalpumpen und zwei Gasmotoren.
 (Dem Pumpschachte sind Sandfang und Rechenanlage vorgeschaltet.)

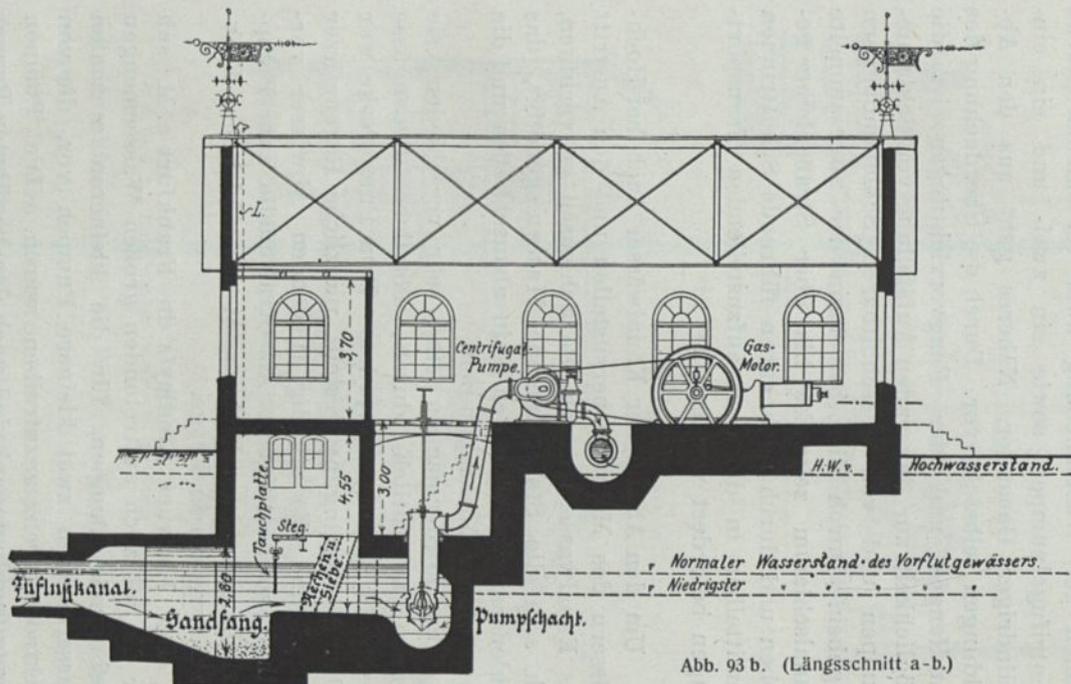


Abb. a, b. Kanalwasser-Pumpwerk

dargestellt. Bei der Anlage Abbildung 93 a, b, dienen zur Wasserhebung zwei verschieden starke Zentrifugalpumpen sowie ein zwei- und ein einzylindriger Gasmotor. Näheres geht aus den Abbildungen selbst hervor. Durch die Überdachung des Sandfanges und der Fangvorrichtungen ist die Möglichkeit zur dauernden Aufstellung von Schlamm-pumpen und von ausschaltbaren Schlamm-baggern gegeben. Durch dieselben kann der angesammelte Kanalschlamm zeitweise bis über Straßenhöhe gehoben und durch nach außen führende Schüttrinnen unmittelbar in die dort aufzustellenden Transport-wagen befördert werden.

Um den Abfluß der Kanalwässer auch bei Hochwässern des Mains sicherzustellen und den Austritt des Kanalwassers durch die Schleusen zu verhüten, sah sich die Stadtgemeinde Hanau genötigt, das Schleusennetz gegen den Main abzuschließen und die Kanalwässer überzupumpen.

Die Fördermengen sind sehr verschieden; sie können namentlich durch plötzliche Regengüsse wesentlich gesteigert werden. Dem Pumpwerke war daher die Bedingung gestellt, plötzliche Regenwässer schnell und die ständig fließenden Abwässer vor-teilhaft zu beseitigen. Als Kraftquelle zum Pump-werksbetriebe kam Elektrizität des städtischen Elek-trizitätswerkes in Frage.

Der Entwurf Lindley's in Frankfurt a. M. sah für die plötzlich auftretenden großen Wassermengen zwei große Pumpen, für die kleineren normalen Wassermengen zwei kleinere Pumpen vor, die von Elektromotoren anzutreiben waren. Die Pumpen (Zentrifugalpumpen) sind nach der bewährten Bauart

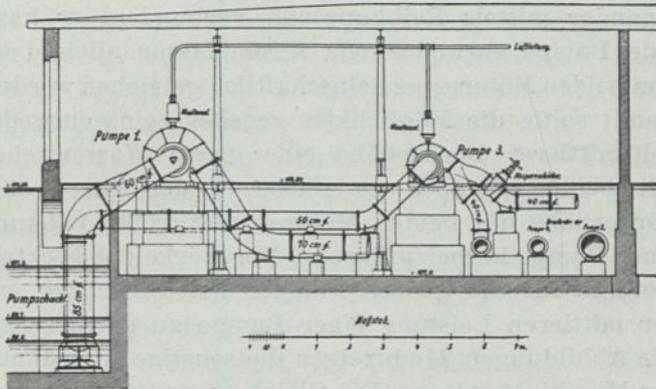


Abb. 94 a (Schnitt).

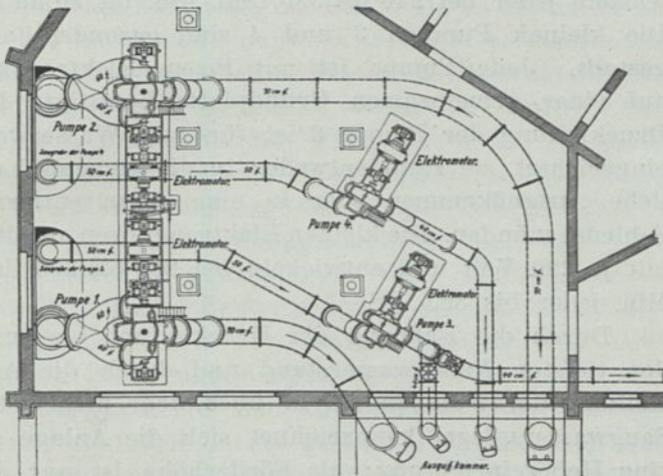


Abb. 94 b (Grundriß).

Abb. 94 a, b. Kanalwasser-Pumpwerk der Stadt Hanau a. M.

der Maschinenfabrik R. Wolf in Magdeburg-Buckau gebaut.

Die beiden Elektromotoren zum Betriebe der Pumpen 1 und 2 (siehe Abbildung 94b) sind unter-

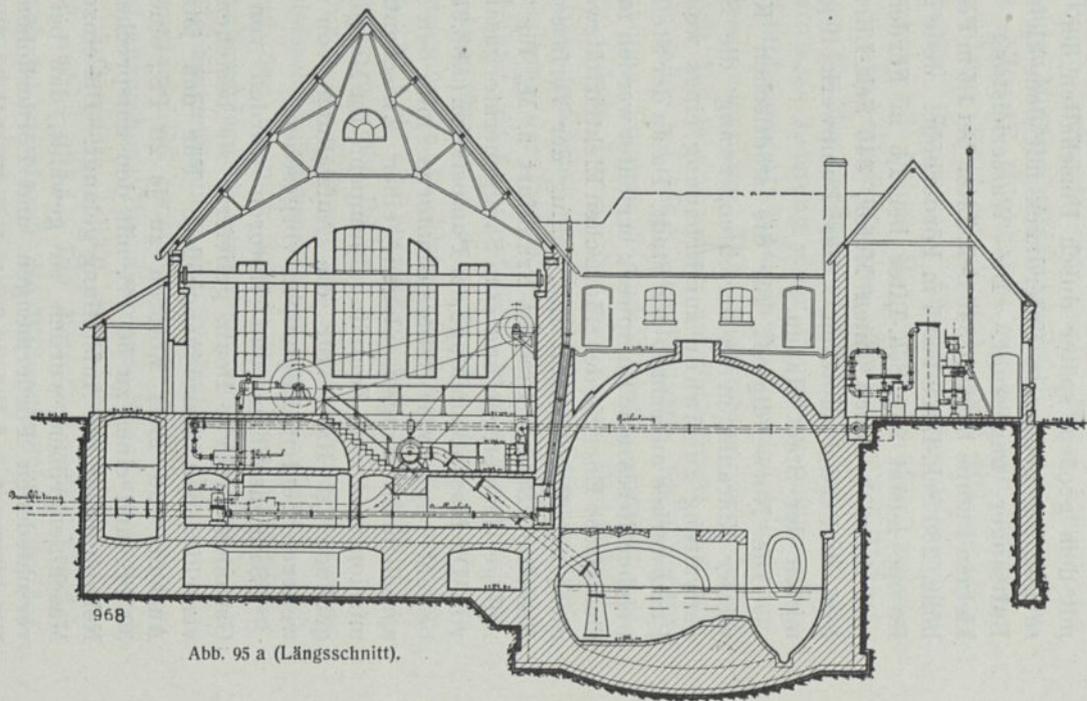
einander mittels Reibkupplung verbunden: es kann jede Pumpe entweder von ihrem Motor allein oder von beiden Motoren gemeinschaftlich getrieben werden. Damit sollte die Möglichkeit gegeben sein, entweder bei mittlerer Förderhöhe eine große Wassermenge mit beiden Pumpen zu fördern, oder bei großer Förderhöhe mit beiden Motoren die größte Leistung einer Pumpe herbeizuführen. Die Stärke des Elektromotoren für die großen Pumpen hatte hiernach nur der mittleren Leistung einer Pumpe zu entsprechen. Die Abbildungen 94 a b zeigen die sonstige Anordnung der Maschinenanlage. Die Gleichstrommotoren haben 440 Volt Betriebsspannung am Schaltbrett und entwickeln jeder bei 240 bis 330 Uml.-Min. bis zu 52 PS. Die kleinen Pumpen 3 und 4 sind gesondert aufgestellt. Jede Pumpe ist mit ihrem Elektromotor auf einer gemeinsamen Grundplatte befestigt. Die Druckleitung der Pumpe 3 ist für zwei Wasserwege eingerichtet, sie kann entweder in die gemeinschaftliche Ausgußkammer oder in eine 80 m entfernte Schleuse münden. Die kleinen Elektromotoren arbeiten mit je 220 Volt und entwickeln bei 280 bis 290 Uml. Min. jeder bis 36,5 PS.

Durch die Führung der Druckleitung bis unter den tiefsten Außenwasserstand und durch die Aufstellung der Pumpen 4,8 m über dem niedrigsten Saugwasserspiegel kennzeichnet sich die Anlage als eine Hebereinrichtung; als Förderhöhe ist nur der Höhenunterschied zwischen Saug- und Druckwasserspiegel anzusehen. Der niedrigste Saugwasserspiegel liegt auf Ordinate + 99,0, der höchste Druckwasserspiegel auf + 103,4. Die Nettoförderhöhe beträgt demnach 4,4 m; durch die Widerstandshöhe in den Rohrleitungen wird sie weiter bis auf 5 m vergrößert.

Das Wasser wird anfänglich bei geringem Unterdruck mit dem großen, später durch Umschalten der Luftsauger bei größerem Unterdruck mit dem kleineren Luftsauger angesaugt. Die Wasserleistung einer kleinen Pumpe beträgt 340 Sek.-Liter bei 1,5 m Förderhöhe, 280 Sek.-Liter bei 5 m Förderhöhe. Jede große Pumpe leistet 950 Sek.-Liter bei 1,5 m Förderhöhe und Antrieb durch einen Motor, 840 Sek.-Liter bei 5 m und zwei Motoren. Das Pumpwerk liegt inmitten der Stadt Hanau.

Die Notwendigkeit, für die städtischen Kanalwässer Kläranlagen zu errichten, zwang die Stadtverwaltung zu Hanau zur Erbauung eines weiteren Pumpwerkes außerhalb der Stadt. Da an der Stelle, an welcher dieses neue Pumpwerk errichtet werden mußte, elektrische Energie des städtischen Elektrizitätswerkes nicht zur Verfügung stand, schlug der Verfasser des Projekts, Baurat Lindley-Frankfurt a. M., für diese Anlage Gasmotoren und eine Sauggeneratorgasanlage vor. Die Maschinenanlage der Pumpstation (Abb. 95 a, b) besteht aus vier Sauggasmotoren mit den entsprechenden Sauggasanlagen, einer Zwischentransmission und zwei Zentrifugalpumpen. Im Maschinengebäude ist Raum für die Aufstellung von zwei weiteren Zentrifugalpumpen vorgesehen.

Sauggasanlage und Motoren wurden von der Gasmotorenfabrik Deutz geliefert; sie bestehen aus verschiedenen Maschinengrößen. Für den jetzigen Ausbau sind zwei Motoren zu je 20 PS., einer zu 30 PS. und einer zu 50 PS. mit den entsprechenden Nebenanlagen zur Aufstellung gelangt. Die einzelnen Maschinengrößen wurden so gewählt, daß bei den verschiedenen Fördermengen und Förderhöhen die Betriebskraft dem wechselnden Kraftbedarfe der



968

Abb. 95 a (Längsschnitt).

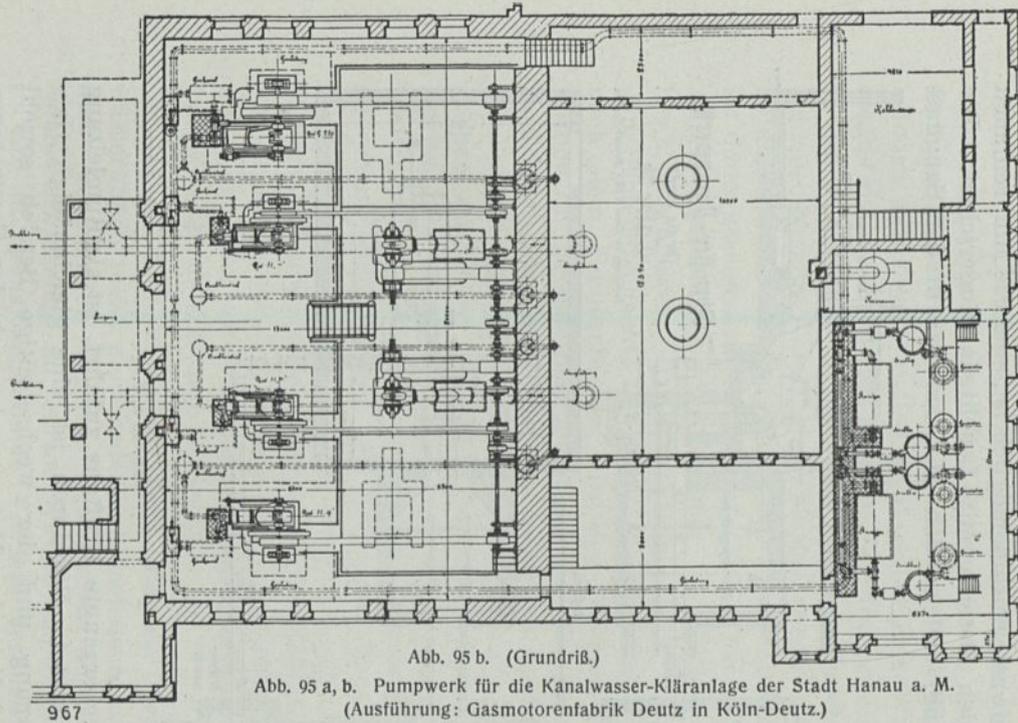


Abb. 95 b. (Grundriß.)

Abb. 95 a, b. Pumpwerk für die Kanalwasser-Kläranlage der Stadt Hanau a. M.
(Ausführung: Gasmotorenfabrik Deutz in Köln-Deutz.)

967

Pumpen angepaßt werden kann. Damit eine sofortige Inbetriebsetzung der Maschinen auch bei plötzlichem Regenwasserzufluß möglich ist, sind die Motoren auch für den Betrieb mit Leuchtgas eingerichtet. Die Leitung, welche den Motoren das in der Sauggas-

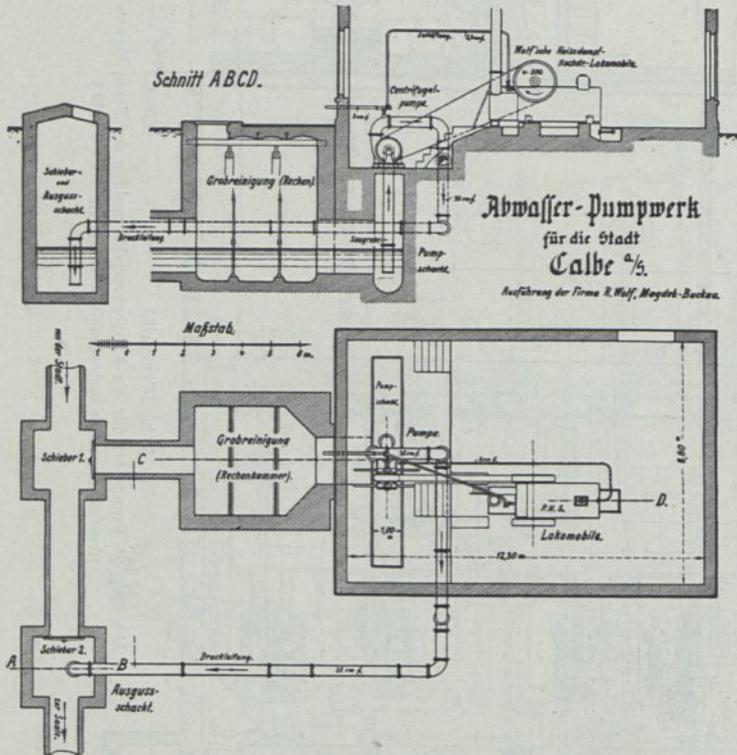


Abb. 96 a, b.

anlage erzeugte Kraftgas zuführt, ist als Ringleitung ausgebildet. Hierdurch ist eine gleichmäßige Gaszuführung und der wechselseitige Betrieb sowohl hinsichtlich der Motoren als auch der Generatoren möglich. Eine weitere kleinere Sauggasanlage dient

für den Betrieb der bei der Kläranlage aufgestellten Schlamm- und Entwässerungspumpen.

Das in Abbildung 96 a, b dargestellte Pumpwerk der Stadt Calbe a. S. dient dazu, den Abfluß der Kanalwässer auch bei höheren Saale-Wasserständen sicher zu stellen. Bei niedrigem Wasserstände der Saale fließen die Abwässer für gewöhnlich in der in Abb. 96 b ersichtlichen Richtung durch zwei Schieberschächte und eine anschließende Abfließleitung direkt nach der Saale. Der Absperrschieber 1 ist dann geschlossen, Schieber 2 offen. Bei höheren Außenwasserständen wird Schieber 1 geöffnet, Schieber 2 geschlossen. Das Kanalwasser fließt dann aus dem Schieberschachte 1 in die Rechenkammer, von da nach dem Pumpschachte. In der Rechenkammer werden die größten Schmutzstoffe des Kanalwassers zurückgehalten. Aus dem Pumpschachte werden die Wässer mit einer Wolfschen Zentrifugalpumpe — betrieben durch ein Wolfsche Heißdampf-Hochdruck-Lokomobile — durch die 35 cm weite eiserne Druckleitung nach dem Ausgußschachte gedrückt. Die Abwassermenge beträgt 200 Sek.-Liter, die größte Förderhöhe 4 m. Die Pumpe arbeitet auch hier in Heberanordnung; sobald sich die Notwendigkeit hierfür ergibt, wird die vermehrte Pumparbeit später noch mit einer zweiten Zentrifugalpumpe von etwa 100 Sek.-Litern Leistung bewirkt.

Da die Pumpwerke die Baukosten der Ortsentwässerungen meist ganz bedeutend verteuern, werden dicht beieinander liegende Ortschaften durch Zusammenschließung zu einem Entwässerungsverbände oft ganz bedeutende Vorteile erzielen. Es können dann bei gemeinsamer Vorflut die großen Hauptkanäle, die Kanalwasser-Kläranlagen und vor

allen auch die Pumpwerke oft als gemeinsame Anlagen hergestellt werden, was einer bedeutenden Verringerung der Bau- und Betriebskosten gleichkommt.

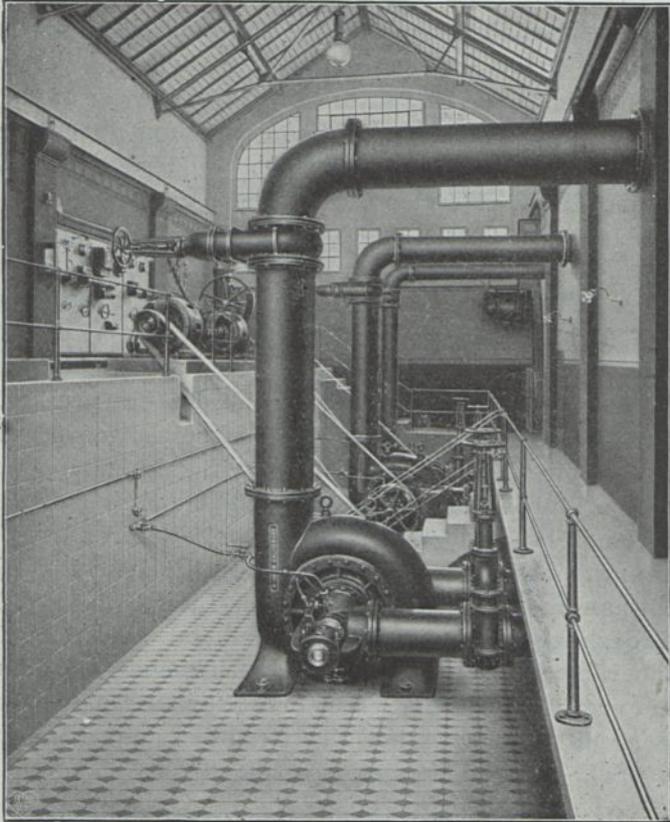


Abb. 97.

Genossenschafts-Pumpwerk der Städte Rheydt, Odenkirchen, Wickrath.

Abbildung 97 zeigt das genossenschaftliche Pumpwerk für die Kläranlage der Städte Rheydt, Odenkirchen und Wickrath. Hier werden mit drei Zentrifugal-

pumpen von 30, 40 und 50 cm Rohrweite sekundlich 85 Liter Abwasser gehoben. Als Kraftmaschinen dienen Elektromotoren. (Ausführung von Bopp & Reuther in Mannheim-Waldhof.)

Eins der größten und neuzeitlichsten Pumpwerke ist dasjenige der Dresdner Schwemmkanalisation. Abbildung 97 a zeigt den Maschinenraum des Kanalwasser-Pumpwerks der Stadt Dresden in

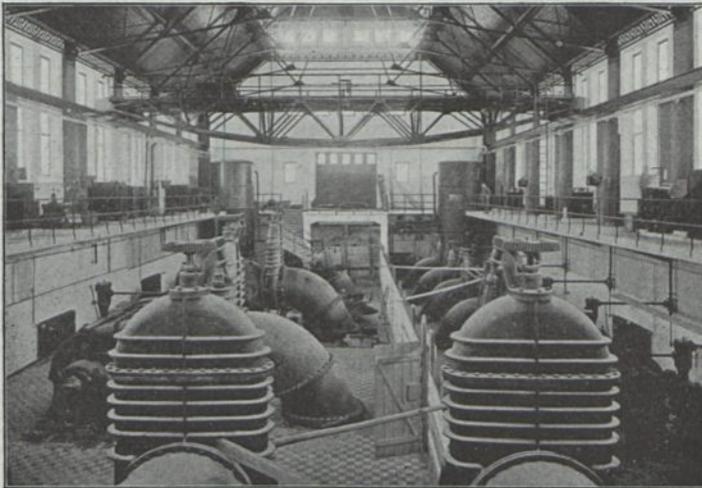


Abb. 97 a. Das Kaditzer Kanalwasser-Pumpwerk der Stadt Dresden.

Kaditz. Hier sind sechs kleinere und fünf große Zykopsaug- und Druckpumpen aufgestellt, die durch Elektromotoren von insgesamt 2000 PS. angetrieben werden. Die Ingangsetzung und Ausschaltung der Pumpen erfolgt bei steigenden oder fallenden Kanalwasserständen selbsttätig. An das gesamte Entwässerungsgebiet der Dresdner Kanalisation sind rd. 900 000 Einwohner angeschlossen. Nach völligem Ge-

bietsausbau können dem Pumpwerke sekundlich etwa 2500 l Schmutzwasser zugeführt werden. Da dem Pumpwerke aber auch Regenwässer zufließen, sind die Pumpen so bemessen, daß sie bei starken Regenfällen und höheren Elbwasserständen sekundlich bis zu 16000 l nach der Elbe überpumpen können.

Als Beispiel einer Kanalwasserhebung mit Windmotoren sei die Bromberger Anlage erwähnt. Bei der Kanalisation von Bromberg werden die Kanalwässer mit einer langen Druckleitung von der Stadt nach den Riesefeldern gepumpt. Der Boden der Riesfelder ist außerordentlich leicht und durchlässig. Infolgedessen sind die höheren Lagen meist trocken, die Tieflagen überschwemmt. Diesem Übelstande wird dadurch begegnet, daß das Kanalwasser an der tiefsten Stelle angesammelt, hier nochmals hochgepumpt und auf die höheren Rieselflächen geleitet wird. Für den Pumpwerksbetrieb ist eine Stahlwindturbine Continental mit 12 m Flügelraddurchmesser vorgesehen. Das Pumpwerk wird von der vertikalen Turbinenwelle angetrieben. Es besteht aus sechs horizontal und radial um die vertikale Welle gelagerten Einzelpumpen, deren jede beliebig ausgeschaltet werden kann. Eine Windturbinenanlage ist deshalb gewählt, weil die Zuführung von elektrischer Energie und jede andere Betriebskraft zu teuer wäre. Der Aufstellungsort der Windturbinenanlage hat außerordentlich günstige Windverhältnisse. Die Anlage ist von der Firma Carl Reinsch in Drésden-N. ausgeführt.

Die Reinigung und Unterbringung der Kanalwässer.

Vielfach ist die Ansicht verbreitet, daß es vollkommen genüge, die Kanalwässer auf dem einfachsten und bequemsten Wege nach dem nächsten Gewässer zu leiten und dort sich selbst zu überlassen. Bei geringer Kanalwassermenge und bei wasserreichen und schnellfließenden Vorflutgewässern wird dieses Verfahren ja im allgemeinen keine großen Nachteile hervorrufen. Anders aber liegen die Verhältnisse bei wasserarmen zeitweise völlig versiegenden Vorflutgewässern und bei großen, stark verschmutzten Kanalwassermengen. Am fühlbarsten machen sich die Nachteile derartiger Kanalwassereinleitungen dort bemerkbar, wo die Mündungsstellen innerhalb oder dicht oberhalb von Ortschaften gelegen sind. Hier treten Erscheinungen zu Tage, welche die Nachteile nichtkanalisierter Ortschaften an Schädlichkeit oft weit übersteigen.

Besonders dann, wenn das Kanalwasser mit seinen faulenden, gärenden und schlammigen Beimengungen noch schädliche Fabrikabwässer enthalten sollte, können sich je nach Ungunst der Verhältnisse folgende Übel bemerkbar machen:

Wasserverunreinigung der Vorflut,
Verschlammung des Wasserlaufsbettes,
üble und gesundheitsschädliche Ausdünstungen,
Verunreinigung des Untergrundes,
Verseuchung des Grundwassers, sowie
naheliegender Quellen, Viehtränken,
Brunnen usw.,
Gefährdung der Volksgesundheit,

Vernichtung des Fischbestandes,
Beeinträchtigung in der Wasser-
benutzung zu häuslichen, gewerb-
lichen, landwirtschaftlichen und indu-
striellen Zwecken.

Diesen Nachteilen muß nach Möglichkeit vor-
gebeugt werden und deshalb sind alle Kanalwässer
je nach den örtlichen Verhältnissen und Anforderungen
noch vor ihrer Einleitung in das Vorflutgewässer
einer gewissen Behandlung zu unterziehen. Hierbei
kann es sich entweder um eine Klärung oder auch
um eine weitergehende Reinigung der Kanalwässer,
unter Umständen auch um deren anderweite Unter-
bringung handeln.

Die hierbei anzuwendenden Verfahren sollen nach-
stehend wenigstens in den Grundzügen kurz erläutert
werden. Auf Vollständigkeit dürfen diese Erläuterungen
indes keinen Anspruch erheben, da die eingehende
und vollständige Behandlung dieser Fragen über den
Rahmen der vorliegenden Schrift hinausgeht.

Es ist gleich von vornherein zu bemerken, daß
die Abwasserbehandlung eines Ortes nicht nach einem
bestimmten Systeme eingerichtet werden kann, und
daß es ein falscher Schluß wäre, irgend ein Verfahren,
das sich in anderen Orten bewährt hat, ohne weiteres
auf ganz neue Verhältnisse zu übertragen. Das an-
zuwendende Verfahren muß sich vielmehr von selbst
aus den jeweiligen Verhältnissen und Bedürfnissen
entwickeln.

Bei den Erörterungen über die Art der Kanal-
wasserbehandlung sind vorwiegend zu berücksichtigen:
die Beschaffenheit und Menge des entstehenden
Abwassers,
die Art der Vorflut,

der Grad der verlangten Abwasserreinigung und die Örtlichkeit, welche für die Reinigung und Unterbringung der Abwässer in Frage kommt.

Die Beschaffenheit und Menge der entstehenden Abwässer kann bei bestehenden Kanalisationen ohne weiteres durch Augenschein, Untersuchung und Messung festgestellt, auch nach dem Ursprunge beurteilt werden. Bei geplanten Kanalisationen geben Charakter und Größe des Ortes Aufschluß. Von Bedeutung für die Menge der Abwässer ist die Art der Kanalisation, insbesondere hinsichtlich einer etwaigen gemeinsamen oder getrennten Ableitung der Haus- und Regenwässer.

Die Art der Vorflut ist von entscheidender Bedeutung auf die Art und den Umfang der Abwasserreinigung. Sollen Abwässer in einen großen wasserreichen Fluß geleitet werden, so wird man sich mit einem geringeren Grade der Abwasserreinheit begnügen können und nicht durch kostspielige Reinigungsanlagen zu erreichen suchen, was der Fluß vermöge seiner selbstreinigenden Eigenschaften kostenlos bewirkt. Andererseits wird die Reinigung der Abwässer eine weitgehende sein müssen, wenn der Vorfluter klein und wasserarm ist.

Weiter ist die Höhenlage des Vorflutgewässers zum Kanalnetze und zur Reinigungsanlage von großer Bedeutung. Anlagen mit überreichlich verfügbarem Gefälle werden eine Seltenheit sein; sie sind natürlich bedeutend vorteilhafter einzurichten und zu betreiben, als Anlagen mit beschränkten Gefällsverhältnissen. Sehr oft wird man genötigt sein, die anfangs tiefliegenden Sammelkanäle mit geringem Sohlengefälle weiterzuführen und so allmählich immer flacher zu legen, um auf diese

Weise genügend hoch und rückstaufrei ausmünden zu können. Sehr oft können aber höhere Wasserstände des Vorflutgewässers nicht nur die Entwässerungsmöglichkeit des Kanalnetzes zeitweise aufheben, sondern an gewissen Örtlichkeiten auch die Anlage einer Reinigungsstation erschweren oder unmöglich machen. Ebenso kann ein zu hoher Grundwasserspiegel geeignet sein, den Betrieb der Reinigungsanlage zu stören.

Diese Tatsachen ergeben, daß die Örtlichkeit, auf welcher die Abwässer behandelt werden sollen, mit großer Sorgfalt und Umsicht auszuwählen ist. Sind in der Nähe günstig gelegene, große ebene und durchlässige Landflächen vorhanden, nach welchen die Abwässer möglichst mit natürlichem Gefälle geleitet werden können, so wird die Anlage von Rieselfeldern vorteilhaft sein. Kann die Abwasserbehandlung dagegen nur auf mäßig großen Flächen vor sich gehen, dann können die Abwässer je nach den Verhältnissen mechanisch geklärt oder auch biologisch gereinigt werden. Sehr oft werden Klärung und Reinigung gleichzeitig auszuführen sein.

Da die Ausströmung übler Gerüche und Ausdünstungen bei fast allen Abwasserreinigungsanlagen mehr oder weniger fühlbar ist, wird man derartige Anlagen selbstverständlich nicht inmitten von Wohnflächen zur Ausführung bringen. Dem steht auch meist die Kostspieligkeit und der Mangel geeigneter Landflächen, sowie der Umstand entgegen, daß mit dem Anwachsen des Ortes eine Erweiterung der Reinigungsanlagen erschwert oder unmöglich ist. Zu berücksichtigen ist noch, daß in den meisten Fällen auch Flächen zur zeitweisen Ablagerung und

Aufspeicherung des zurückgehaltenen Klärschlammes nötig sind, da dessen Unterbringung und Beseitigung vielfach Schwierigkeiten macht.

Wie überall, so ist auch hier die rationellste und wirtschaftlichste Arbeitsmethode anzustreben. Ein Gewinn aus allen möglichen Verfahren der Abwasserbehandlung kann im günstigsten Falle bei Rieselfeldern erzielt werden, weil sich völlig ertragslose öde Flächen infolge der entstehenden Bodenverbesserung landwirtschaftlich nutzbar gestalten können. Im übrigen wird man bei der Behandlung und Unterbringung der Kanalwässer mit den in gesundheitlicher Hinsicht erreichten Vorteilen zufrieden sein müssen und nur immer anzustreben haben, daß die entstehenden Unkosten auf das denkbar geringste Maß beschränkt bleiben.

Sehr zu empfehlen ist es, Art, Wirkung und Betrieb einer beabsichtigten Kanalwasser-Reinigungsanlage erst durch eine kleine Versuchsanlage festzustellen. Nach den hierbei gemachten Erfahrungen wird man dann den Ausbau und die Erfordernisse der Hauptanlage besser beurteilen können und in der Lage sein, von vornherein gewissen Übelständen oder unnützen Kosten vorzubeugen.

Die chemische Abwasserreinigung.

Die chemische Reinigung der Kanalwässer hat nur in den seltensten Fällen befriedigt. Den Vorteilen einer ergiebigeren Fällung der im Kanalwasser enthaltenen Schmutz- und Schlammstoffe stehen besonders in fischerei- und landwirtschaftlicher Hinsicht bedeutende Nachteile entgegen. Es hat sich gezeigt, daß die üblichen Fällungsmittel: Eisen- und Tonerdesalz und auch der Kalk bei ununterbrochener

und überreichlicher Anwendung die Schlammstoffe nicht nur vermehren, sondern auch landwirtschaftlich ganz unbrauchbar machen und daß diese chemischen Zusätze nebenbei noch ungemein schädigend auf den Bestand der Fischwässer einwirken. Aus diesen Gründen kommt das chemische Verfahren in neuerer Zeit immer seltener zur Anwendung, und es fehlt nicht an Anlagen, bei denen die früher mit Mißerfolgen betriebene chemische Reinigung durch ein anderes Verfahren ersetzt worden ist.

Einen Nebenzweig der chemischen Abwasserbehandlung bildet die Desinfektion gesundheits-schädlicher Abwässer. Eine Desinfektion der Kanalwässer ist in der Regel nur zur Zeit von Epidemien und Seuchen (Cholera, Ruhr, Typhus) nötig, dagegen ist eine dauernde Desinfektion besonders bei den Abwässern aus Krankenhäusern ratsam. Auch bei den Abwässern aus Schlachthöfen und Gerbereien ist in der Regel eine dauernde Desinfektion erwünscht. Bei den Gerbereien besonders wegen der zeitweisen Verarbeitung milzbrandverdächtiger Felle. Zur Desinfektion von Kanalwässern wird meist Chlorkalk verwendet, ein Mittel, das bei unsachgemäßer Anwendung die Vorflut verunreinigen und den Fischbestand derselben vernichten kann. Aus diesem Grunde ist es nötig, den Chlorkalk nach der Desinfektion unschädlich zu machen, was dadurch geschehen kann, daß den desinfizierten Abwässern kurz vor dem Verlassen der Reinigungsanlage Eisenvitriol beigemischt wird. Die Desinfektion erfolgt nur nach Bedarf, und am besten meist nach der Reinigung der Abwässer. In Faulräumen ist der Chlorkalk geeignet, den Faulprozeß aufzuheben. Bei biologischen Füllkörpern beein-

trächtigt er die Arbeitsfähigkeit, während er bei Tropfkörpern in der Regel weniger schadet. Die Desinfektion erfolgt bei kleinen Anlagen dadurch, daß dem Abwasser auf 5000 Teile 1 Teil Chlorkalk zugesetzt wird, während bei mittleren und großen Anlagen ein Verhältnis 1:10000 bis 1:20000 eingehalten wird. Die nachfolgende Beimengung von Eisenvitriol setzt eine längere Lufteinwirkung voraus, wenn auch dieser Beimengung die Schädlichkeit genommen werden soll.

Gewisse Fabriken müssen in ihren Betrieben vielfach auch giftige Stoffe oder Säuren verarbeiten. Die Abwässer sind mit diesen Beimengungen nicht nur gesundheitsgefährlich und für die Vorflut nachteilig, sondern mitunter auch geeignet, aus Beton hergestellte Kanäle oder Bauwerke anzugreifen und zu zerstören. Welcher Art diese Giftstoffe und Säuren sind und welche neutralisierenden Gegenmittel angewendet werden müssen, hängt natürlich von der Art der betreffenden Fabriken und Betriebe ab. Allgemein gültige Vorschriften können hierbei nicht gemacht werden. Es ist aber ratsam, Fabriken und Betrieben, welche derartige verdächtige Abwässer erzeugen, eigene Reinigungsanlagen vorzuschreiben und diese einer strengen ortspolizeilichen Überwachung zu unterstellen oder ihnen den Anschluß an das Kanalnetz überhaupt zu verbieten. Vorsicht ist in dieser Hinsicht besonders bei Farbenfabriken, Färbereien, Bleichereien, Gerbereien, Zellulose-, Zucker- und Stärkefabriken geboten. Auch die salzhaltigen Abwässer aus Kur- und Badeorten werden besondere Aufmerksamkeit verdienen.

Die mechanische Abwasserreinigung.

Bei wasserreichen und schnellfließenden Vorflutgewässern und unter sonst günstigen Verhältnissen genügt es meist, wenn die Abwässer einer mechanischen Reinigung unterzogen werden. Dieses Verfahren besteht im allgemeinen im Abfangen und Absetzen der größeren Schwimm- und Sinkstoffe sowie in der Zurückhaltung des Sandes. Sind diese Maßnahmen allein noch nicht ausreichend, so daß eine weitere Reinigung und insbesondere eine Klärung der Kanalwässer nötig ist, so bezeichnet man das vorstehende Verfahren als Grobreinigung. Je besser hierbei die Unreinigkeiten des Abwassers zurückgehalten werden, um so billiger wird die Einrichtung und der Betrieb der etwa nachfolgenden Reinigungsverfahren sein.

Zum Abfangen der Schmutzstoffe dienen meist Rechen, Gitter und Siebe, welche in den mehr oder weniger großen Kanalerweiterungen angeordnet werden. Die Stab- und Maschenweite dieser Fangvorrichtungen schwankt zwischen 40 und 3 mm.

Auch Schwimmbäume und Tauchplatten leisten bei der Zurückhaltung schwebender und schwimmender Schmutzstoffe und insbesondere zur Zurückhaltung fettiger Beimengungen gute Dienste.

Die vorgenannten Fangvorrichtungen werden meist mit einem Sandfang in Verbindung gebracht, aus welchem die Ansammlungen zeitweise durch Ausbaggern zu entfernen sind.

Abbildung 98 zeigt eine feststehende Rechenanlage in Verbindung mit einem Sandfang zur Grobreinigung der Kanalwässer der Stadt Eberswalde.

Bei kleineren Anlagen genügt es, die Abfangrechen und -Siebe mit Handkurbelanzug und für die Reinigung auswechselbar einzurichten.

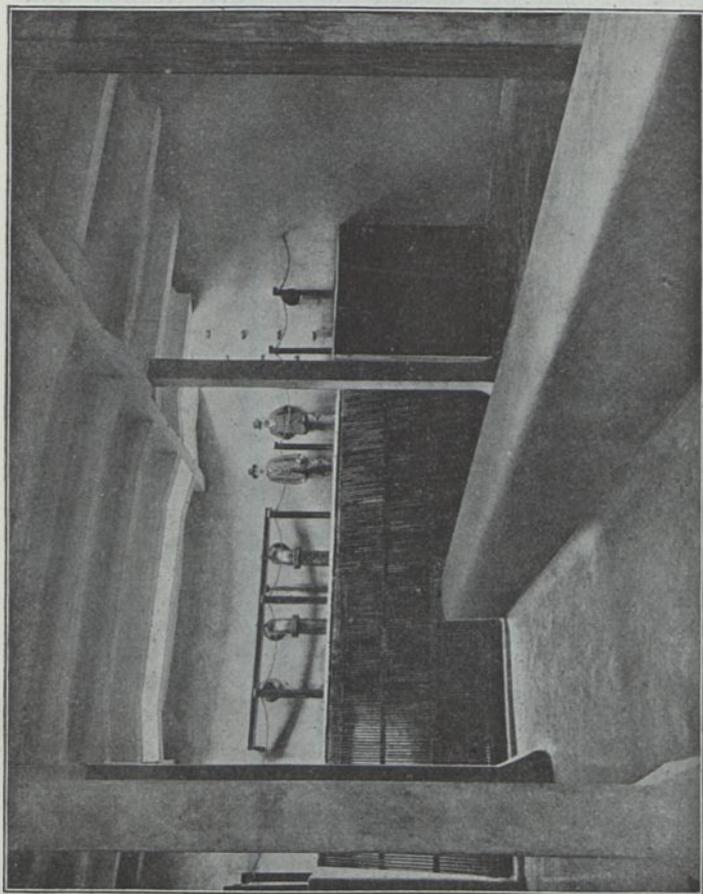


Abb. 98. Rechenanlage und Sandfang der Kanalisation von Eberswalde.
(Eisenbetonausführung der Firma Johann Odorico in Dresden.)

Bei großen Anlagen werden oft tafelförmige und radartig miteinander verbundene Rechen durch Maschinenbetrieb in Umdrehung gesetzt und zwar

in dem Wasserzufluß entgegengesetzter Richtung. Auch trommel-, band- und scheibenartig in Umdrehung gesetzte Sieb- und Rechenwerke sind in Anwendung. Hierbei werden die von den Rechen und Sieben abgefangenen Schmutzstoffe durch eingreifende Stahlbesen und -Bürsten abgestreift und entfernt. Die wichtigsten dieser maschinellen Abwasser-Reinigungsvorrichtungen sind:

1. Der Frankfurter Rechen (Abb. 99). Die als Radrechen ausgebildete Einrichtung besteht aus

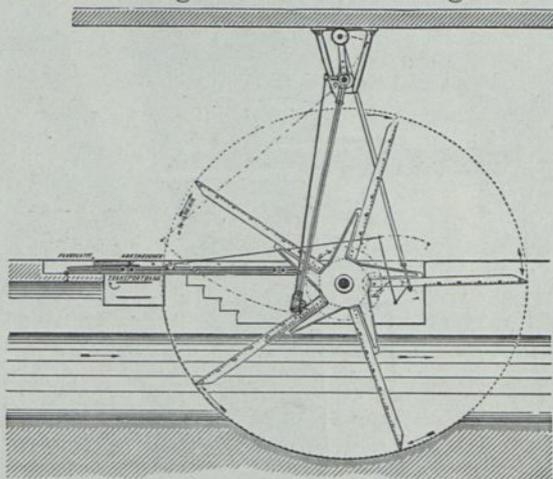


Abb. 99. Frankfurter Rechen.

fünf Tafeln, die dem Schmutzwasserstrom gleichmäßig entgegenbewegt werden. Die Tafeln sind gitterartig; sie fangen die groben Stoffe durch Feingitter von 10 mm und weniger Weite auf und heben sie über Wasser. Eine einfache Abstreifvorrichtung mit Bürste streift die aufgefischten Stoffe nach vorn und auf eine fahrbare Auffangplatte. Von dort aus werden sie auf ein Förderband und aus dem Rechenraum heraus befördert.

Die weitere Behandlung des Abwassers für den Klär-, Reinigungs- und Rieselbetrieb wird durch den

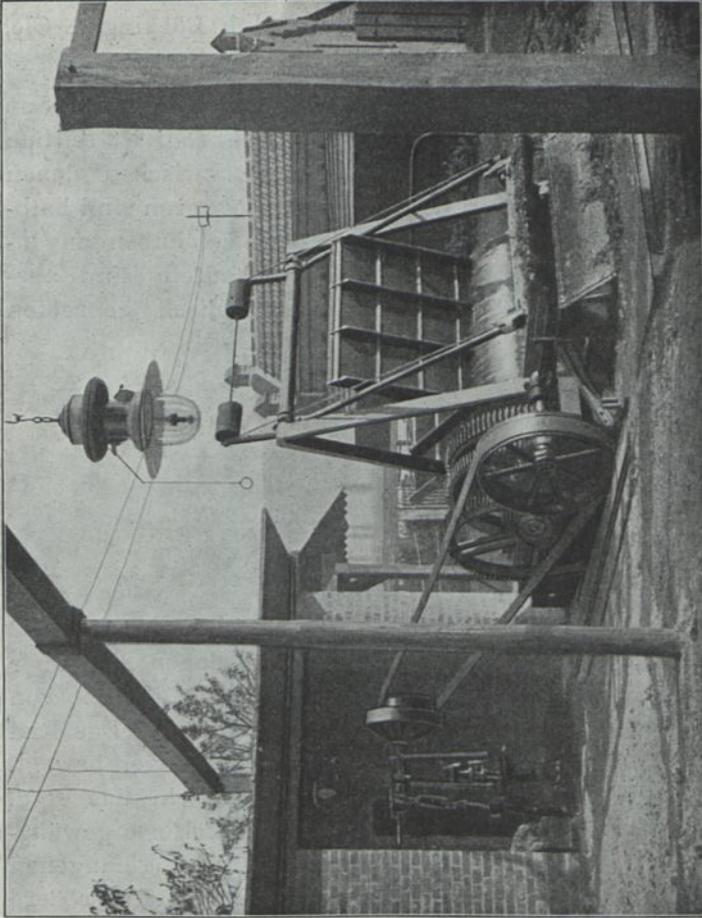


Abb. 100. Frankfurter Rechen (Versuchsanlage). Ausführ.: Rudolph Böcking & Cie, G. m. b. H., Halberghütte.

Frankfurter Rechen gut vorbereitet. Der Rechen ist u. a. in den Klärbecken von Frankfurt a. M., Elberfeld und Stralsund zur Anwendung gelangt. Das in

Abb. 100 dargestellte Schaubild einer Versuchsanlage zeigt weitere bauliche Einzelheiten des Frankfurter Rechens. Das Vertretungsrecht für Deutschland und die Schweiz hat die Firma Rudolph Böcking & Cie, G. m. b. H. in Halbergerhütte bei Brebach.

2. Das Siebschaufelrad, System und Patent Geiger. (Abb. 101 und 102). Das Rad ist seitlich von zwei Blechscheiben begrenzt, zwischen denen sich fünf Schaufeln befinden. Die letzteren sind halbkreisförmig gebogen; sie verlaufen nach außen tangential, nach innen radial. Die Schaufeln sind auswechselbar. Sie bestehen aus konisch gepreßten

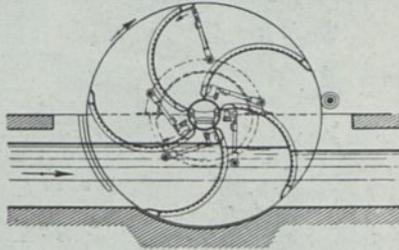


Abb. 101. Siebschaufelrad.

rohrförmigen Siebstäben, zwischen denen sich über die ganze Schaufelbreite durchgehende Schlitzte von 1, 2 und mehr Millimeter Weite befinden. Das Rad wird ebenfalls der Wasserströmung entgegen bewegt. Das Wasser tritt ruhig und stoßfrei in das Rad. Der innere radiale Verlauf der Schaufelform gewährleistet ein leichtes Ableiten der abgefangenen Schmutzstoffe in das Radinnere. Auch größere Schwimmstoffe, als Holzstücke, Lumpen, Putzwolle, Papierfetzen usw. werden glatt ausgefischt, so daß sich die Anordnung eines Vorrechens erübrigt. Das Rad wirkt auch als Bagger und macht die Anordnung

eines Sandfanges vor dem Rade überflüssig. Im Innern des Rades ist eine rohrartige, oben offene Blechrinne angeordnet, in welcher ein von der Vor-

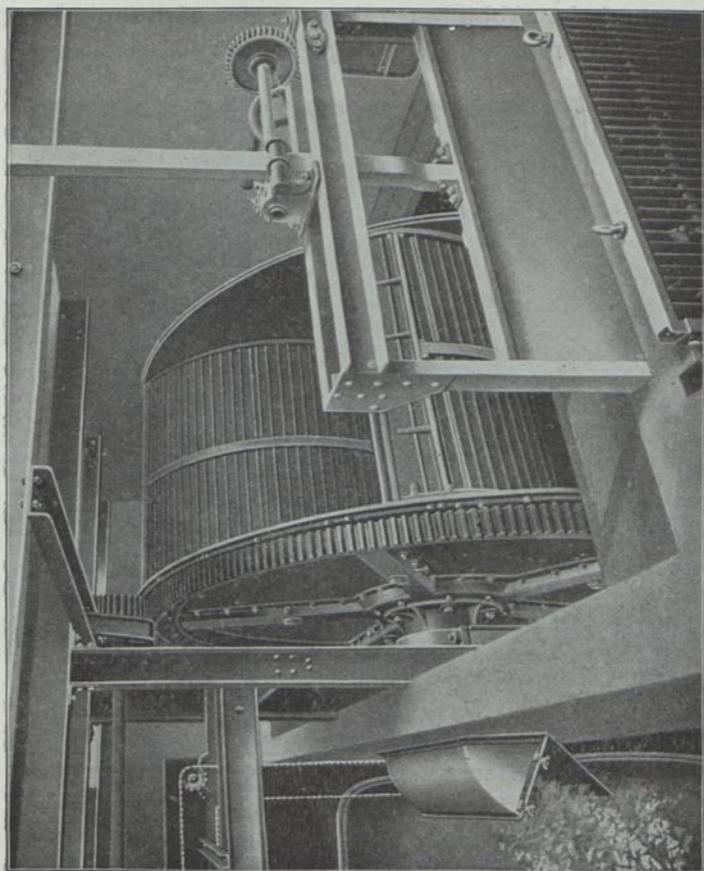


Abb. 102. Siebschaufelrad, Syst. u. Patent Geiger. Ausführl.: Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe i. B.

gelegewelle angetriebenes Transportband läuft. Auf dieses Transportband fallen die von den Radschaufeln aufgefangenen Schmutzstoffe bei höchster Schaufel-

stellung ab, und zwar teils durch ihr Eigengewicht, teils durch eine selbsttätige Abstreifvorrichtung. Abbildung 102 zeigt den Einbau des Rades in einen Sandfang der Kanalisation zu Straßburg i. E. Der auf der Abbildung rechts unten sichtbare Vorrechen ist nie in Tätigkeit getreten und wurde, weil

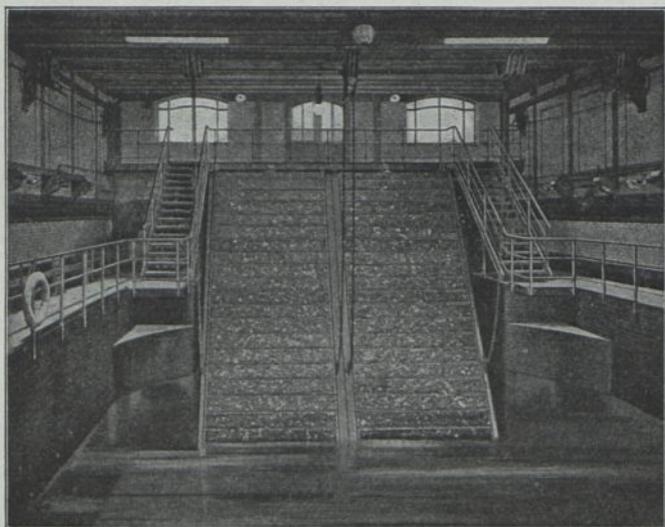


Abb. 103. Förderrechen in der Kanalwasserreinigungsanlage auf dem nördlichen Elbufer der Stadt Hamburg.

2 Rechen von je 3,3 m Breite und 8 m Höhe. Kraftbedarf je $1\frac{1}{4}$ PS.
Ausführung: Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg.

überflüssig, entfernt. Das Rad der Straßburger Anlage hat 4 m Durchmesser und 1,6 m lichte Breite. Seine Tagesleistung an ausgeschiedenen Schmutzstoffen wird auf 5—6 cbm angegeben, der tägliche Kraftverbrauch auf 22 Kilowatt (= 1,10 Mk.).

3. Der Hamburger Förderrechen (System Brunotte). Diese von der Maschinenfabrik Buckau,

Aktiengesellschaft zu Magdeburg gebaute Abwasser-Reinigungsvorrichtung wurde zuerst für die Stadt Hamburg ausgeführt und ist auch darnach benannt worden. Der Hamburger Förderrechen ist ein endloses bewegliches und in Einzelfelder teilbares Gitter. Die einzelnen Gitterfelder sind an den Gliedern einer

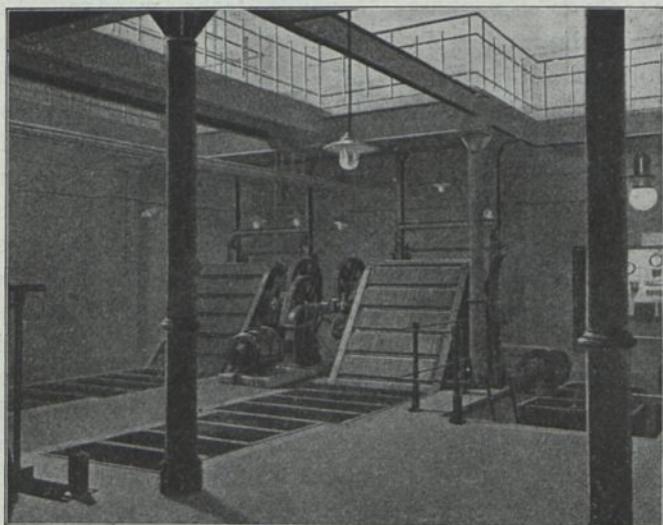


Abb. 104. Hamburger Förderrechen in der Pumpstation der Stadt
Schöneberg bei Berlin.
4 Rechen von je 1,65 m Breite und 3,3 m Höhe. Kraftbedarf je $\frac{1}{2}$ PS.
Ausführung: Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg.

nachstellbaren Gall'schen Gelenkkette befestigt und so zu einem endlosen Bande ausgebildet. Die Bewegung des Gitterbandes erfolgt mit Hilfe der beiden Gall'schen Ketten durch zwei auf den Gitterwellen befestigte sechseckige Kettenräder. Jedes Gitterfeld besteht aus einem geschweißten Winkeleisenrahmen,

auf dem die Gitterstäbe befestigt sind. Die einzelnen Rahmen sind an den Ketten derartig angebracht, daß der für die Stabbefestigung bestimmte Schenkel in Höhe des Drehpunktes der Gitterkette liegt. Dadurch wird erreicht, daß der Abstand je zweier aufeinanderfolgender Rahmen auch dann derselbe bleibt, wenn die Rahmen beim Passieren des oberen Kettenrades aus ihrer Strecklage herausgedreht werden. Ein Durchfallen oder Zwischenklemmen der geförderten gröberen Schmutzstoffe ist hierdurch ausgeschlossen. Die aus einer besonders geeigneten Aluminiumlegierung bestehenden Gitterstäbe sind zu Rosten von je 10 Stäben verschiedener Weite zusammengeworfen und so gestaltet, daß sie sich in ihrer ganzen Länge aus der Ebene der Gitterrahmen herausheben. Auf diese Weise besitzt das gesamte Rechenband zwischen je zwei Gitterfeldern einen baggerartig wirkenden Zwischenraum, auf dem die gröberen Kanalwasserstoffe, wie Papierfetzen, Lumpen, Holzstücke, die nicht an den Gitterstäben anhaften, hochgefördert werden. Die geförderten Schmutzstoffe fallen durch ihre eigene Schwere von dem Gitter herab auf ein Förderelement (Förderband, Schnecke), sobald die betreffenden Gitterfelder den höchsten Punkt überschritten haben. Eine kammartig in die Stabzwischenräume greifende bewegliche Abstreichvorrichtung an der Rückseite des Förderrechens schützt diesen vor Verstopfung.

Der Raumbedarf des Hamburger Förderrechens ist gering im Verhältnis zu ähnlichen Reinigungsanlagen; ebenso der Kraftbedarf, der infolge der ausgeglichenen Gewichtslage bei einer Geschwindigkeit von 0,03 bis 0,05 m/Sek. nur etwa $\frac{3}{4}$ bis 1 PS. betragen soll.

4. Die Riensch'sche Separatorscheibe. Eine ebenfalls mehrfach und mit bestem Erfolge ange-

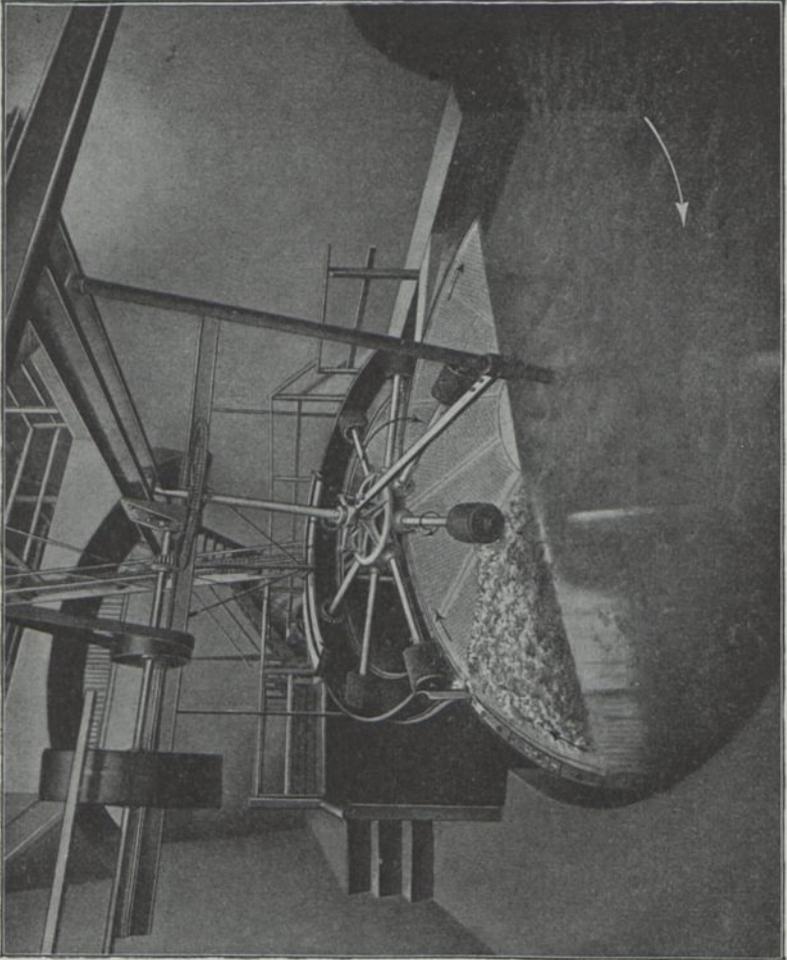


Abb. 106. Separatorscheibe Patent Riensch. (Versuchsanlage Dresden.)
Ausführung: Maschinentabrik Wilhelm Wurl, Weißensee-Berlin.

wendete mechanische Fangvorrichtung ist die Separatorscheibe „Patent Riensch“ (Abb. 105 und 106).

Ihr wesentlichster Bestandteil ist eine geneigte Scheibe von Siebblechen, welche nach Abbildung 105 auf einem in schräger Lage eingebautem Eisengerüste ruhend, unter beständiger langsamer Drehung mit dem jeweils tiefer liegenden Teile in das Abwasser eintaucht. Hierbei werden die groben Schmutzstoffe auf der Scheibe zurückgehalten, während das Wasser schmutzfrei durch die Scheibe in den Abflußkanal tritt. Der obere im Trocknen befindliche Scheibenteil wird ständig durch eine drehbare zweite Welle mit Bürstenarmen gereinigt. Der abgebürstete Schmutz wird von einer danebenstehenden Förderrinne oder einem anderen geeigneten Fördergefäße aufgenommen. Für die Scheibe finden Siebbleche aus Messing oder Bronze Verwendung. In diese Bleche sind in dichter Verteilung über die ganze Blechfläche je nach Verlangen Schlitzte von 1 bis 5 mm Breite eingestanzte. Die Auflagerung der Siebbleche auf dem Eisengestelle ist derart, daß für die Wasserdurchtrittsfläche möglichst wenig Verluste entstehen.

Der Antrieb erfolgt entweder durch Transmission oder durch einen direkt gekuppelten Motor in der Weise, daß durch geeignete Übersetzung mittelst der Bürstenwelle die Scheibe selbst in Umdrehung gesetzt wird. Die zentrale Anbringung der einzelnen Bürstenkörper an dem gemeinsamen Armsterne bietet außerordentliche Vorteile für die Reinigung der Scheibe. Hier ist es möglich, die einzelnen Stellen der Scheibe durch entsprechende Anordnung der Scheibenbürsten mehrfach abzubürsten, da die Bürsten auf der Scheibe Streifen beschreiben, die sich gegenseitig mehrfach überschneiden. Für den Wasserdurchtritt kommt aber nicht allein die Scheibenfläche, sondern auch der aufgesetzte Kegelmantel zur

Geltung, dessen Reinigung ebenfalls durch eine oder mehrere Bürsten erfolgt. Die Bürsten rollen infolge ihrer Rotation die Schmutzstoffe vor sich her. Ein Verschmieren der Öffnungen tritt nicht ein und soll sich auch bei allen bisherigen Ausführungen nicht gezeigt haben. Ein besonderer Vorzug der Riensch'schen Scheibe ist ihre große Nutzfläche für den

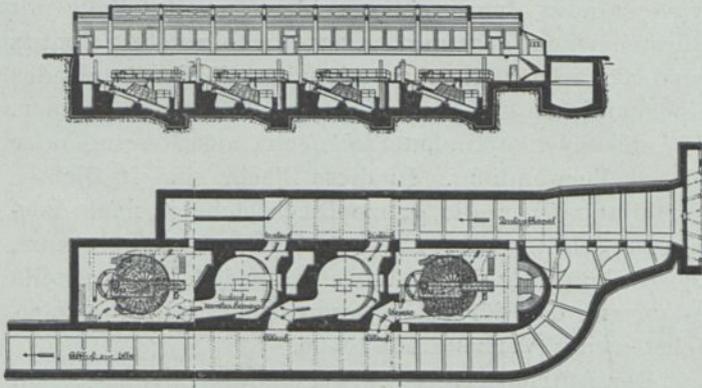


Abb. 107. Dresdner Abwasser-Reinigungsanlage mit Riensch'schen Separatorscheiben.
(4 Scheiben von je 8 m Durchmesser.)

Reinigungsbetrieb, der ruhige Gang und die Übersichtlichkeit und bequeme Zugänglichkeit aller Bewegungs- und Reinigungsmechanismen.

Abb. 106 zeigt die frühere Dresdener Versuchsanlage, welcher nach den in jeder Hinsicht befriedigenden Ergebnissen der Einbau von 4 Scheiben in die Reinigungsanlage der Dresdner Schwemmkanalisation gefolgt ist. Die Versuchsscheibe in

Dresden hatte 4,5 m Durchmesser und bewältigte 400 bis 700 Sek.-Ltr. Schmutzwasser. Für den Wassereintritt waren Schlitze von 2 mm Breite und 30 mm Länge vorgesehen. Bei der neuen Dresdener



Abb. 108. Reinigungsanlage mit Separatorscheiben Patent Riensch für die Stadt Dresden in Kaditz.

(Maschinelle Einrichtung: Maschinenfabrik Wilh. Wurl, Weißensee-Berlin, Beton- und Eisenbetonbau: Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden.)

Reinigungsanlage sind vier Scheiben von je 8 m Durchmesser eingebaut, die im Höchsthalle 18000 Sek.-Liter Schmutzwasser zu bewältigen haben. Die Abb. 107 u. 108 zeigen Grundriß, Längsschnitt und Schau-

bild der Dresdner Kanalwasserreinigungsanlage. Die Bauwerkslänge beträgt rd. 60 m, die Breite mit den Säulenkanälen rd. 24 m, die lichte Breite der Halle 10,6 m. Abbildung 108 zeigt ein während der Bauzeit aufgenommenes Schaubild. Im Hintergrunde sind zwei Scheiben betriebsfertig montiert. Die Schmutzstoffe werden durch die auf der linken Seite angeordneten Bagger hoch und nach außen gefördert. Die Riensch'schen Separatorscheiben werden von der Maschinenfabrik Wilhelm Wurl in Weißensee-Berlin gebaut, welche auch die Dresdener Anlage ausgeführt hat. Die Beton- und Eisenbetonarbeiten der Dresdner Reinigungsanlage wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden ausgeführt.

Außer in Dresden sind weitere Reinigungsanlagen mit der Riensch'schen Scheibe u. a. in Graudenz, Bremen, Dirschau, Strasburg i. W. und Ostrowo ausgeführt.

Eine weitere Ergänzung der vorerwähnten mechanischen Reinigungsvorgänge bilden das Absetzverfahren und das Faulverfahren, welche man beide dann als Vorreinigung bezeichnet, wenn auch deren Abflüsse noch einer weiteren Behandlung unterzogen werden müssen.

Das Absetzverfahren. Bei diesem Verfahren wird die Ausscheidung und Ablagerung der Kanalwasser-Schmutzstoffe hauptsächlich durch die Verlangsamung der Wassergeschwindigkeit bewirkt. Um dies zu erreichen, wird das Kanalwasser in breiter Fläche in Becken oder Brunnen geleitet, welche es mit ganz geringer Durchflußgeschwindigkeit durchfließen muß.

Die Becken sind meist gemauert und offen. Sie haben eine langgestreckte Form (siehe Abb. 110) und je nach den verfügbaren Gefällsverhältnissen Tiefen zwischen 1 und 2 m. Sie sind so anzulegen, daß Einstömungsöffnung und Durchströmungsquerschnitt einander nahezu gleich sind. Die Breite der Becken schwankt bei den neueren Anlagen je nach der Abwassermenge zwischen 2 und 5 m, die Beckenlänge meist zwischen 10 und 30 m. Die Beckenbreite ist der beabsichtigten Verlangsamung des Wasserdurchflusses anzupassen, während die Beckenlänge nach der Aufenthaltsdauer des Abwassers in den Becken zu bemessen ist, also nach der Zeit, welche das Abwasser zum Durchströmen der Becken braucht. Die Durchflußgeschwindigkeit des Abwassers soll sehr gering sein; sie ist also gegenüber der Geschwindigkeit, mit welcher das Kanalwasser vor den Absetzbecken ankommt, ganz bedeutend zu verringern. Es wird dies dadurch erreicht, daß man den Durchflußquerschnitt der Becken im Verhältnis zum Querschnitte des Hauptzuleitungskanals recht breit und groß genug anlegt. Infolge der hierdurch hervorgerufenen Abflußverlangsamung setzt sich der größte Teil der Schlammstoffe auf der Beckensohle ab und zwar vorwiegend da, wo sich der Durchflußvorgang am meisten verzögert, nämlich am Beckeneinlauf. Hier wird ein sogenannter Schlammfang — eine über die ganze Beckenbreite reichende Sohlenvertiefung — ausgeführt. Aus diesem Schlammfang kann der Schlamm nach Bedarf mit Baggern oder Schlamm-pumpen herausbefördert werden. Der Auslauf der Becken wird als Überlauf eingerichtet; er ist ebenso wie der Beckeneinlauf in möglichst voller Breite und Tiefe durch Schieber oder Dammbalken abstell-

bar einzurichten. Vom Einlaufe nach dem Auslaufe zu erhalten die Becken im Interesse der Schlammablagerung meist eine geringe Ansteigung — etwa 1:10 bis 1:20 — nach Befinden am Auslaufe noch Tauchwände, welche ein Zurückhalten der an die Oberfläche gelangten schwimmenden, meist fettigen Schlammfladen bewirken sollen.

Der ununterbrochene Betrieb bedingt mindestens zwei derartige nebeneinander liegende Becken, von denen eins stets außer Betrieb und geräumt sein soll. Am Zu- und Abflaue muß deshalb die jederzeitige Ausschaltung eines jeden einzelnen Beckens möglich sein.

Um die Klärbecken der Misch- oder Vollkanalisationen nicht übermäßig groß anlegen zu müssen, ist es erwünscht, daß dieselben nicht durch übermäßige Mengen von Regenwasser belastet werden. Aus diesem Grunde ist die Anlage eines Regenauflasses im Hauptzuflußkanale oberhalb der Kläranlage erwünscht; noch besser ist es, wenn die Regenwässer vor der Einführung in die Vorflut noch durch mechanische Fangvorrichtungen von den größten Schmutz- und Schwimmstoffen befreit werden. Es ist also dafür zu sorgen, daß der zeitweise Wasserüberschuß in einem Umleitungskanale direkt nach der Vorflut oder nach dem Hauptauslaßkanale der Klärbecken geführt werden kann.

Früher wurde verlangt, daß die Durchfließgeschwindigkeit des Kanalwassers nicht mehr als 2 bis 4 mm in der Sekunde betragen soll, bei mindestens 12stündiger Aufenthaltszeit des Abwassers in den Becken. Hiernach ergab sich die Notwendigkeit für übermäßig große und teure Becken.

Die eingehenden Versuche Steuernagels haben aber ergeben, daß von den Schmutzstoffen des Kanalwassers durchschnittlich nur etwa 80 % mechanisch ausgeschieden werden können, daß diese Ausscheidung bei 2 bis 4 mm sekundlicher Wassergeschwindigkeit wohl gegen 72 %, bei 20 mm Wassergeschwindigkeit aber immer noch durchschnittlich 69 % beträgt, und daß erst wesentlich größere Durchflußgeschwindigkeiten als 20 mm eine nennenswerte Verringerung der Schmutzausscheidung bewirkten. Die Versuche haben aber auch ergeben, daß sich die meisten Kanalwasser-Schmutzstoffe in den ersten Minuten des Wasseraufenthaltes in den Becken ablagerten und daß ein längerer Aufenthalt die Menge der gefüllten Schmutzstoffe nicht wesentlich erhöht.

In Übereinstimmung mit diesen Versuchen haben die Untersuchungen Knippings ergeben, daß es zur Erzielung des günstigsten Kläreffektes der Absetzbecken genügt, wenn das Abwasser die Becken mit einer mittleren sekundlichen Geschwindigkeit von 10 bis 15 mm durchfließt, wobei die Aufenthaltszeit des Abwassers in den Becken nicht über 15 Minuten zu betragen braucht. Das ergibt dann 9,0 bis 13,5 m lange Becken.

Aus diesen Untersuchungen folgert sich die Berechtigung für eine wirtschaftlichere Bemessung der Absetzbecken.

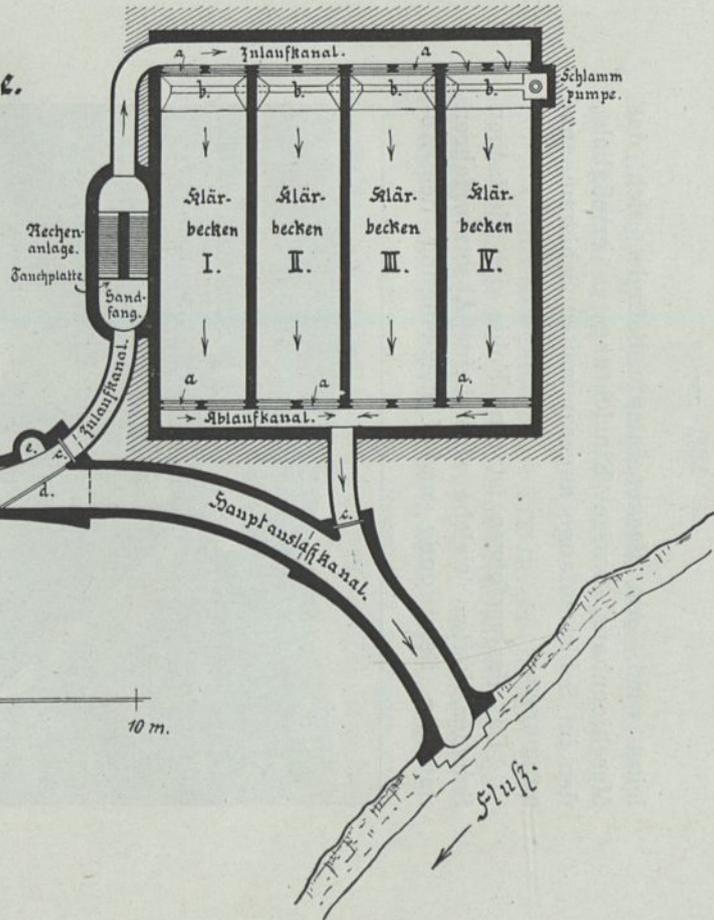
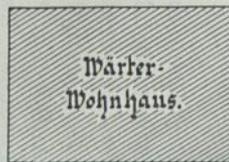
Zurzeit wird denn auch bei neueren Anlagen ziemlich allgemein mit Durchflußgeschwindigkeiten zwischen 15 und 20 mm Sek. gerechnet. Mitunter wird hierbei selbst noch bis zu 40 mm Sek. gegangen, während als Durchflußzeiten 15 bis 25 Minuten üblich sind.

Knipping hält auf Grund seiner Untersuchungen Beckenlängen von 10 bis 12 m als ausreichend, während nach den Untersuchungen Imhofs die Größe der Absetzbecken für größere nach dem Trennsystem eingerichtete Ortsentwässerungen derart zu fordern ist, daß für 1 cbm täglichen Trockenwetterabfluß wenigstens 0,2 bis 0,3 cbm nutzbarer Beckenraum entfällt. Bei den Absetzbecken der Vollkanalisationen wird man natürlich etwas reichlicher gehen müssen, weil hier zeitweise auch mit jenen Regenmengen zu rechnen ist, welche der Reinigungsanlage vor dem Arbeitsbeginn der Regenauslässe zufließen. Die Zuleitung der gesamten Regenwassermengen nach den Absetzbecken ist unwirtschaftlich und zweckwidrig.

Absetzbecken sind meist in ein- bis zweiwöchentlichen Zeitabständen zu räumen.

Abbildung 109 zeigt den schematischen Grundriß einer mit Rechenwerk, Sandfang und Absetzbecken ausgestatteten mechanischen Kanalwasser-Kläranlage, Abbildung 110 ein Schaubild der städtischen Abwasser-Kläranlage in Gotha. Bei der Gothaer Anlage gelangt das Wasser vom Hauptsammelkanale aus zunächst in ein Vorbecken. In letzterem sind Gitter, Rechen und Tauchwand eingebaut zur Abfangung der groben Sink- und Schwimmstoffe und zur Zurückhaltung fettiger Stoffe. Das Klärbecken besteht aus zwei nebeneinander liegenden Absetzräumen von je 40 m Länge und 3,75 m Breite. Die Beckensohle ist dermaßen geneigt angeordnet, daß die hauptsächlichste Schlammablagerung an dem tiefer liegenden Beckeneinlaufe erfolgt. Nach Durchfließen des einen Beckens läuft das Wasser in einem in der Mittelmauer angeordneten Rücklaufkanale dem zweiten Becken zu, von wo es dann nach dem Vorfluter ge-

Schematischer Grundriß einer mechan. Kanalwasser-Filteranlage.



- a • Damm balken - oder Schieber - Verschlüsse
- b • Schlamm fänge.
- c • Schieber - Abschlüsse.
- d • Regulierbares Überfallwehr.
- e • Einsteige schacht.

Maßstab

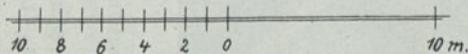


Abb. 109.

leitet wird. Am Beckeneinlaufe befindet sich das Maschinenhaus, dessen Einrichtung es ermöglicht, den im Schlammfange angesammelten Schlamm auszupumpen.

Das Faulverfahren ist eine Folge der vielfachen Schwierigkeiten, welche sich beim Absetzverfahren mit der Beseitigung und Unterbringung des Ab-

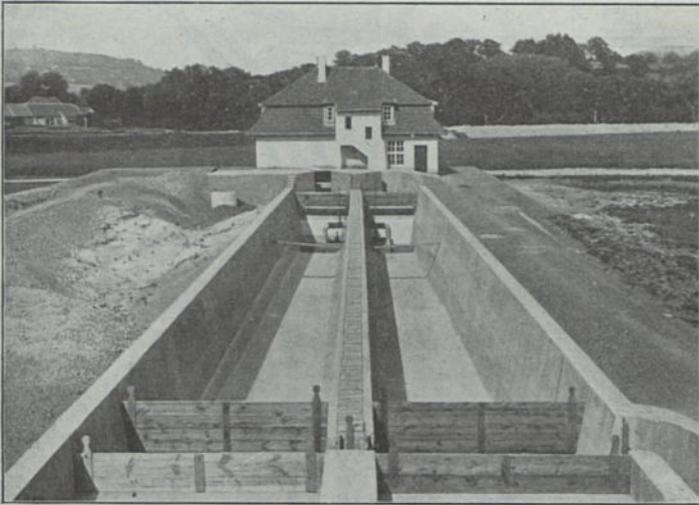


Abb. 110. Abwasser-Kläranlage der Stadt Gotha.
(Bauausführung der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Nürnberg.)

wasserschlammes ergeben. Es besteht einfach darin, daß die Becken etwas größer als beim Absetzverfahren bemessen werden und daß der Schlamm längere Zeit in den Becken bleibt. Auf diese Weise gelangt der Schlamm in Gärung, Faulung und Auflösung. Das Endergebnis ist eine ganz bedeutende Raumverminderung der Schlammassen. Gerade aber der letztgenannte Vorteil, der wohl hauptsächlich auf

die Entstehung und Tätigkeit zahlreicher Bakterien zurückzuführen ist, wird beim Faulverfahren angestrebt und ausgenützt.

Als Notwendigkeit des Faulbetriebes ergibt sich außer einer etwas größeren Beckenbemessung eine geringere Durchflußgeschwindigkeit des Abwassers. Dieselbe soll bei Faulbecken in der Regel ganz bedeutend weniger als 15 bis 20 mm Sek. betragen und dieses Maß nur zeitweise und nur bei vorübergehender Beanspruchung erreichen.

Nachteile des Faulverfahrens sind die oft große Geruchsbelästigung und ein massenhaftes Auftreten von Fliegen. Dem kann aber durch Überdeckung der Faulräume abgeholfen werden. Gleichwohl wird die Anlage von Faulbecken inmitten bewohnter Ortsteile zu beanstanden sein. Die Tiefe der Faulbecken soll nicht unter 1,20 m betragen. Zu- und Abfluß sind etwa 0,4—0,6 m unter den Faulraum-Wasserspiegel zu legen.

In Deutschland ist das Faulverfahren weitaus häufiger als das Absetzverfahren in Anwendung.

Größenbemessung der Absetz- und Faulräume. Dieselbe richtet sich nach der Menge, Beschaffenheit und Aufenthaltsdauer des Abwassers und nach der Häufigkeit der Entschlammungen. Unter Rückverweisung auf das in den Vorabschnitten bereits Gesagte sei ergänzend bemerkt, daß die Faulräume je nach der Zeitlänge der Beckenräumungen auch noch den nötigen Aufspeicherungsraum des Faulschlammes besitzen müssen.

Nach Imhof hat man bei getrennter Ableitung der Haus- und Regenwässer für jeden Einwohner täglich auf etwa 0,10 bis 0,15 Liter wässrigen Schlamm

zu rechnen, bei Vollkanalisationen auf täglich etwa 0,3 Liter.

Die Vorreinigungsräume kleinerer Anlagen pflegt man im allgemeinen nach etwas reichlicheren Sätzen zu berechnen, als bei größeren Ortsentwässerungen, und zwar mit um so reichlicherem Raumanteile, je weniger Einwohner an die Reinigungsanlage angeschlossen sind. Es ist dies nötig, um zur Erreichung eines möglichst gleichmäßigen Abflusses sowohl die Menge als auch den Schmutzgehalt der Zuflüsse auszugleichen und die Schädlichkeit gewisser Abwässer abzumindern. Im Großen und Ganzen ist es neuerdings üblich, die Vorreinigungsräume beim Faulbetriebe nach den folgenden kurvenmäßig ermittelten Werten zu bemessen:

Bis zu 100 Einwohnern = $R = 0,300$ cbm für den Kopf

bei 150	„	0,283	„	„	„	„
„ 200	„	0,265	„	„	„	„
„ 250	„	0,247	„	„	„	„
„ 300	„	0,230	„	„	„	„
„ 400	„	0,200	„	„	„	„
„ 500	„	0,175	„	„	„	„
„ 600	„	0,158	„	„	„	„
„ 800	„	0,135	„	„	„	„
„ 1000	„	0,120	„	„	„	„
„ 1500	„	0,093	„	„	„	„
„ 2000	„	0,075	„	„	„	„
„ 2500	„	0,064	„	„	„	„
„ 3000	„	0,055	„	„	„	„
„ 4000	„	0,046	„	„	„	„
„ 5000	„	0,042	„	„	„	„
„ 6000 u. mehr Einwohn.		0,040	„	„	„	„

Die vorstehenden — Zahlen gelten für Faulbetrieb

und unter der Voraussetzung, daß den Reinigungsräumen kein Regenwasser zufließt und daß der durchschnittliche tägliche Wasserverbrauch für jeden Einwohner etwa 100 l beträgt. Beim Absetzbetrieb, der unter bestimmten Verhältnissen vielleicht bei Kläranlagen für 1000 und mehr Einwohner ab und zu vorteilhafter sein kann, gilt die Hälfte der vorstehenden Zahlen. Beträgt die tägliche Abwassermenge für jeden Einwohner aber nicht 100 sondern x Liter, so ergibt sich die nötige Raumgröße der Vorklärungen zu $\frac{R \cdot x}{100}$ cbm für jeden Einwohner.

Beim Hinzutritt von Regenwasser ist je nach der Regenwassermenge etwa $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{3}$ mehr Raum zu rechnen. Hierbei ist dann noch die zulässige größte Durchflußgeschwindigkeit der Wässer zu berücksichtigen. Im allgemeinen wird aber eine Umleitung größerer Regenwassermengen vorzusehen sein, da die Einführung dieser Wässer in die Becken zweckwidrig und störend ist.

Als Beispiel für die Größenbemessung der Faulbecken einer Vollkanalisation diene das folgende:

Die Einwohnerzahl betrage 8000, die durchschnittliche Abwassermenge 50 Liter (= 0,05 cbm) pro Kopf und Tag. Zu Regenzeiten werden die Becken noch mit einem Regenwasserzuflusse belastet, der das fünf-fache des Trockenwetterabflusses beträgt. Die Becken können 1,5 m Tiefe erhalten und sollen in nur viertel-jährlichen Zeiträumen einmal entschlammt werden.

Wegen der Schwankung in der Wassermenge und den Erfordernissen, die an die zulässige größte Durchflußgeschwindigkeit des Wassers in den Becken gestellt werden, ist der Fassungsraum von Schlamm und Wasser getrennt zu berechnen. Für das Kanal-

wasser ist dann die übliche Raumgröße für Absetzbetrieb zu rechnen. Das sind bei 8000 Einwohnern $8000 \cdot 0,02 = 160$ cbm. Hierzu ein Viertel mehr infolge des Hinzukommens der Regenwässer, d. s. $160 : 4 = 40$ cbm. Da der Schlamm ein Vierteljahr (= 90 Tage) in den Becken lagert, ist gute Durchfaulung und eine Menge von etwa 0,15 l für den Kopf und Tag anzunehmen. Der Schlammraum der Becken beträgt dann $8000 \cdot 90 \cdot 0,15 = 108000$ Liter = 108 = rd. 110 cbm. Der Gesamtraum der Becken hat demnach $160 + 40 + 110 = 310$ cbm zu betragen.

Die tägliche Abwassermenge beträgt $8000 \cdot 0,050 = 400$ cbm. Der größte Stundenabfluß des Abwassers beträgt nach früheren Ausführungen etwa $\frac{1}{10}$ des Tagesabflusses, hier also $400 : 10 = 40$ cbm; daher der Abfluß in der Sekunde = $\frac{40}{60 \cdot 60} = 0,011$ cbm. Wird hierzu die 5fache Regenmenge gerechnet, das sind 0,055 cbm, so ist zeitweise ein Größtzufuß von 0,066 cbm/Sek. zu erwarten.

Die größte Durchflußgeschwindigkeit des Abwassers in den Faulräumen ist zu 15 mm/Sek. = 0,015 m anzunehmen. Es beträgt dann der Durchflußquerschnitt des Abwasserraumes = $0,066 : 0,015 = 4,4$ qm. Bei 200 cbm gesamtem Abwasserraum beträgt die erforderliche Beckenlänge = $200 : 4,4 = 45,4 =$ rd. 45 m. Bei dieser Länge beträgt der Faulraumquerschnitt des Schlammes = $110 : 45 = 2,4$ qm, der gesamte Beckenquerschnitt demnach $4,4 + 2,4 = 6,8$ qm. Bei 1,5 m Beckentiefe ergibt sich die notwendige Beckenbreite zu = $6,8 : 1,5 = 4,53 =$ rd. 4,6 m.

Aus Betriebsrücksichten wird der Beckenquerschnitt durch eine Längswand in zwei gleiche Teile von je 2,3 m Breite zerlegt. Ein drittes Reserve-

becken von gleicher Breite und Tiefe ist unter Verminderung der berechneten Beckenlänge so geplant, daß der Gesamtraum der Becken den obenberechneten Inhalt von 310 cbm besitzt. Die 3 Becken sind demnach mit je 1,5 m mittlerer Tiefe, 2,3 m Breite und 30 m Länge auszuführen. Siehe die Faulbeckenanlage in Abbildung 121.

Klärbrunnen und -Türme. Absetz- und Klärbecken erfordern in der Regel große Flächen und weitgehende Schutzmaßnahmen gegen Frosteinwirkungen und Geruchsbelästigungen. Zudem erfordert die gründliche Entschlammung der Becken meist eine zeitweise Betriebsbeschränkung. Vorteile in dieser Hinsicht haben Klärbrunnen und Klärtürme, also in die Tiefe oder Höhe gehende Klärräume. Sie beanspruchen wenig Flächenraum, sind frostsicher und können jederzeit ohne Betriebseinstellung entschlammt werden. Ihre Aufstellung innerhalb der Wohnflächen bietet auch wegen den wegfallenden Geruchsbelästigungen weniger Schwierigkeiten.

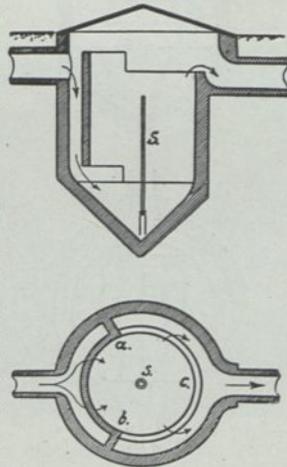


Abb. 111. Klärbrunnen.
(Schnitt und Grundriß.)

Bei dem in Abb. 111 dargestellten Klärbrunnen fließt das Abwasser in der Pfeilrichtung aus dem Zuflußkanale bis an die unten durchbrochene Brunnenwand *a b* nach der Brunnensohle. Hier bleiben die schwereren Schlammassen liegen, während das aufwärts steigende Wasser über die Galerie *a c b* fällt

und von dort nach dem Ablaufkanale gelangt. Zur Entschlammung dient eine Schlammpumpe *S*.

Besser als die vorgenannte Brunnenart ist der Emscherbrunnen (Abb. 112). Bei ihm fließt das Abwasser mit ganz geringer Geschwindigkeit aus dem Sammelkanale *A* in die über dem Brunnen hängenden dreieckigen und in der Sohle geschlitzten Rinnen *a*,

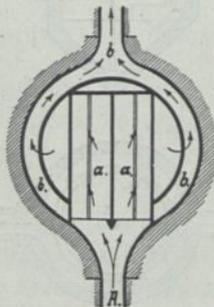
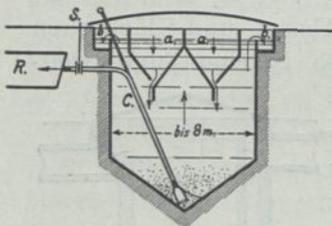


Abb. 112. Emscherbrunnen.
(Schnitt und Grundriß.)

von wo es nach der Brunnensohle versinkt. Das geklärte Abwasser tritt dagegen über die am Brunnenumfang befindliche Überlaufgalerie in den Ablaufkanal *b* und von da nach dem Abflußkanale. Der am Boden befindliche Faulschlamm steht durch das Schlammrohr *C* mit dem Schlammraume *R* in Verbindung. In diesen Raum kann der Schlamm durch Ziehen des Schiebers *S* infolge der aufruhenden Wasserlast heberartig herausgepreßt werden. Von hier wird der Schlamm auf ein drainiertes Trockenbett geleitet, wo er

*min
laub
min?*

in kurzer Zeit stichfest ist.

Der Emscherbrunnen verdankt seinen Namen der Emscher-Genossenschaft zu Essen, welcher die gewaltige Aufgabe gestellt war, das im rheinisch-westfälischen Kohlenrevier gelegene, 784 qkm große und 1 500 000 Einwohner zählende Sammelgebiet der Emscher, unter Ausbau dieses Flusses zu einem Riesenabzugskanal, zu entwässern. Den eifrigen Be-

mühungen dieser Gesellschaft ist es mit dem Emscherbrunnen gelungen, ein maschinenloses System der Abwasserreinigung auszubilden, welches in geschickter Weise das Absetzverfahren mit dem Faulverfahren verbindet. Lizenzinhaber für die Emscherbrunnen ist die Firma Heinrich Scheven in Düsseldorf. Die Emschergenossenschaft hat etwa 70 Anlagen nach diesem System für Städte von 2500 bis 250 000 Einwohnern vorgesehen. Emscherbrunnen sind bis jetzt

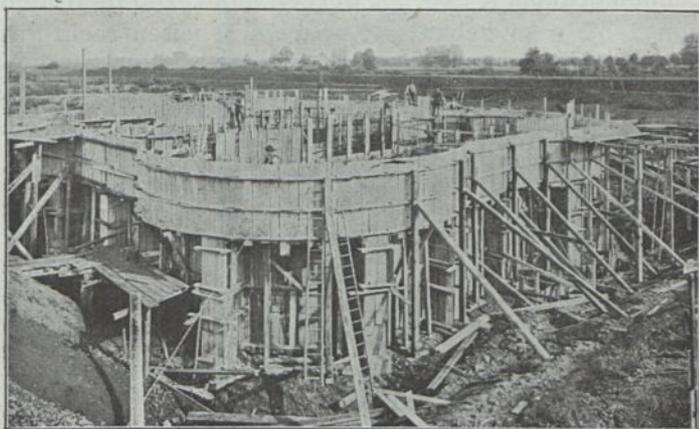


Abb. 113. Die Emscherbrunnen der Stadt Görlitz im Bau.

u. a. ausgeführt in den Städten: Essen, Bochum, Erfurt, Hagen i. W., Görlitz, Oberhausen, Solingen, Schwerin, Witten, Gelsenkirchen, Cöslin, Zerbst usw.

Abbildung 113 zeigt die Emscherbrunnenanlage der Stadt Görlitz im Bau. Anstelle der ursprünglich geplanten Brunnenmauerung ist infolge der Wirtschaftlichkeit und größeren statischen Sicherheit eine Ausführung in Eisenbeton gewählt worden. Die Ausführung erfolgte durch die Firma Johann Odorico in Dresden.

Ähnlich dem Emscherbrunnen arbeitet der Kremer-Faulbrunnen; besser als dieser ist der Kremer-Apparat (Abb. 114). Wasserein- und -Austritt und Entschlammung wie beim Emscherbrunnen. In die Brunnensohle ist als besonderer Schlammbehälter noch ein eiserner Zylinder abgesenkt, in welchem der Schlamm mehr verdichtet, also wasserärmer wird und von wo er wie beim Emscherbrunnen nach Ziehen eines Schützens *S* durch die Schlammleitung *C* nach dem Schlammraume *R* gepreßt werden kann. Die in Weiten

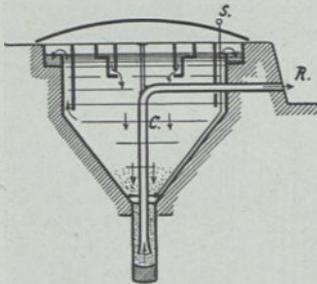


Abb. 114. Kremerapparat.

von 2 bis 4 m gebauten Apparate arbeiten recht gut und geruchlos, bedürfen nur ganz geringer Bedienung und sind verhältnismäßig billig. Sie können an beliebigen Stellen der Sammelkanäle eingebaut werden. Bei 4 m Weite beträgt die normale Leistung 10—15, bei Regenwasserzufluß bis zu 75 Sekl. Er eignet sich

vorzüglich zur Behandlung fetthaltiger Abwässer, da die fettigen Bestandteile den Abflußöffnungen weniger zugänglich sind und sich deshalb an der übrigen Wasseroberfläche der Brunnen ansammeln müssen. Kremerapparate sind u. a. in Quedlinburg, Stuttgart, Löbau, Chemnitz usw. in Anwendung. Patentinhaber ist die Gesellschaft für Abwasserklärung m. b. H. in Berlin-Schöneberg.

Eine der ältesten Turm-Klärungen ist das Röckner-Rothe-Verfahren. In dem Wasserstand des Zuflußkanals taucht ein unten offener, sonst aber luftdicht geschlossener glockenartiger eiserner Zylinder (Abb. 115). Unter diesem Zylinder befindet sich ein

gemauerter Brunnen. Der Eisenturm steht mit einer Luftpumpe in Verbindung, welche zur künstlichen Luftverdünnung des Turminnern dient. Das in den unteren Brunnenteil eingeführte Abwasser wird infolge der Luftverdünnung im Turme zum Aufsteigen gebracht, wobei aber die Schmutzstoffe infolge ihrer Schwere am Brunnengrunde zurückbleiben. Das aufgestiegene und ziemlich reine Wasser fällt oben über

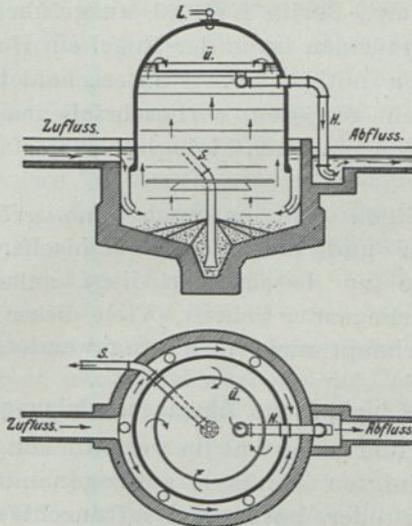


Abb. 115. Rökner-Rothe-Klärurm.

den im Turminnern befindlichen Überfallteller \ddot{U} , von wo es durch die Abflußleitung H in den mit seinem Wasserspiegel etwas unter dem Zuflußkanale liegenden Abflußkanal und von da nach der Vorflut gelangt. Etwa zweimal täglich ist mit der Luftpumpe ganz kurze Zeit für genügende Luftverdünnung des Turminnern zu sorgen.

Das Rökner-Rothe-Verfahren wird sehr oft mit dem Dr. Degnerschen Kohlebreiverfahren aus-
Böhm, Entwässerung von Ortschaften. 2. Aufl. 13

geführt. Hierbei wird dem Abwasser zur besseren Fällung der Schmutzstoffe feingemahlener Torfkohlen- oder Moorbrei zugesetzt, nach Befinden auch verschiedenes Eisensalz. Diese Zusätze bewirken eine fast vollkommene Klärung der Abwässer. Die Schmutzstoffe werden zeitweise ausgepumpt, getrocknet und verbrannt. Das Röckner-Rothe- und das Rothe-Degener-Verfahren werden von der Firma Wilhelm Rothe & Comp., Berlin NW. 23, ausgeführt.

Bei Klärtürmen ist in der Regel ein Hochpumpen der Abwässer nötig. Sonst unterscheidet sich das Klärverfahren von den vorbeschriebenen und den damit meist verbundenen biologischen Verfahren nicht wesentlich.

Im übrigen gibt es noch eine größere Zahl mechanischer und mechanisch-chemischer Klärverfahren. Sie zu beschreiben liegt außerhalb des Rahmens vorliegender Schrift. Viele dieser Verfahren werden überhaupt nicht mehr angewendet.

Die biologische Abwasserreinigung.

Das Verfahren besteht im wesentlichen darin, daß die vorgereinigten Abwässer auf sogenannten Filtern mit porösen oder porös und luftdurchlässig aufgebauten Stein-, Schlacken-, Kies- oder Koksmassen in Verbindung gebracht werden. In letzteren werden die im Abwasser befindlichen Schmutzstoffe zurückgehalten und durch eine geregelte Luftzuführung, in Verbindung mit der Tätigkeit sich entwickelnder Kleinlebewesen, umgebildet. Die wirtschaftliche und erfolgreiche Durchführung des biologischen Verfahrens bedingt in der Regel eine mehr oder minder weitgehende mechanische Vorbehandlung oder Vorklärung des Abwassers. Es kann mit Vorteil an-

gewendet werden, wenn an die Reinheit der Abwässer höhere Anforderungen gestellt werden, und wenn die Vorbedingungen für ein anderes geeigneteres Reinigungsverfahren (z. B. die Rieselung) nicht erfüllt werden.

Die Filtermassen oder Oxydationskörper werden beetartig nach ganz bestimmten und später mitgeteilten Regeln aufgeschichtet und übereinander gebaut. Diese Filterbeete werden mit dem Kanalwasser überstaut oder überrieselt. Das Abwasser tritt hierbei allmählich durch die Filterkörper, läßt an der rauhen Oberfläche der Filtermassen seine Schmutzstoffe zurück und gelangt nahezu rein nach der Filtersohle, von wo es durch eine Drainage oder durch geeignete Entwässerungskanäle abgesaugt, abgefangen und nach dem Vorflutgewässer geführt wird. Sehr wesentlich ist aber, daß die Filter in gehöriger Weise mit der Außenluft in Verbindung gebracht werden können, da nur so die Entstehung und Tätigkeit der Kleinlebewelt unterstützt wird und die Umbildung oder „Vernichtung“ der in den Filtern zurückgehaltenen Schmutzstoffe in gehöriger Weise vor sich gehen kann. Die Schmutzstoffe verschwinden zwar nicht, aber sie verlieren bei dieser Behandlung ihre Schädlichkeit und verringern sich räumlich ganz bedeutend.

Die Größe der Filtrerräume, Art und Stärke des Filteraufbaues, Korngröße der Filtermassen usw. sind nach der Art des Betriebes, der Menge der zu behandelnden Abwässer, nach dem Grade der Vorklärung, der Beanspruchung der Filter, den erforderlichen Filterruhezeiten und nach der beabsichtigten Filterwirkung zu bemessen.

Zur Erhöhung des Reinigungsvorganges ist das vorhergehende Faulverfahren im allgemeinen vorteil-

hafter als das Absitzverfahren. Sehr oft wird sich wegen zu geringem Gefälle eine Hebung des Wassers durch Pumpen nötig machen.

Füll- oder Staufilter. Der Filteraufbau erhält je nach der beabsichtigten Wirkung und nach dem verfügbaren Gefälle zwischen 80 und 150 cm Höhe. Die Oxydations- oder Filtermassen haben meist 3 bis 25 mm Korngröße und sind so übereinander geschichtet, daß die feinsten Filterschichten oben, die gröberen unten auf der Filtersohle liegen. Je feiner die einzelnen Filterschichten sind, um so schwerer ist eine gehörige Durchlüftung möglich und um so weniger Höhe dürfen die Filter erhalten; um so langsamer und gründlicher wird aber auch die Abwasserreinigung vor sich gehen, vorausgesetzt, daß die Filter nicht durch Überanspruchung und ungenügende Lüftung verschlammte sind. Je feiner die Filtermassen gewählt werden und je langsamer die Filter arbeiten, mit um so größeren Ausdehnungen müssen die Filter angelegt werden. Man wird deshalb die Korngröße der Filtermassen hauptsächlich nach dem Grade der Abwasser-Vorklärung und nach dem Grade der verlangten Abwasserreinheit beurteilen müssen, sodann aber auch auf die örtlichen Verhältnisse und auf die Eigenschaften des Filtermaterials Rücksicht zu nehmen haben. Praktisch wird man nur dann die geringste Korngröße von etwa 3 mm wählen, wenn das Filtermaterial sehr witterungs- und formbeständig, und nicht der schnellen Staubbildung oder Verschlammung ausgesetzt ist. Filtersohle und Umfassung müssen wasserdicht sein, die Wasserdichtheit wird meist dadurch hergestellt, daß Sohle und Umfassungswände der Filter in Mauerwerk oder Beton ausgeführt werden. Der Kostenersparnis wegen werden die Filterwände

meist geneigt (etwa 1 : 1) angelegt, der Bedarf an Mauerwerk oder Beton ist dann wesentlich geringer als bei senkrechten Wänden. Sind die Filter in wasserundurchlässigem Boden (Ton) eingeschnitten, so ist eine Abdichtung mit Mauerwerk oder Beton zwar nicht unbedingt nötig, trotzdem aber erwünscht, weil die Filtersohle sonst leicht verschlammten und versauern würde, was im Interesse der Abwasserreinigung zu vermeiden ist. Die Filtersohle ist in ausreichender Weise zu drainieren, was meist mit den üblichen tönernen Drainageröhren oder auch mit hohl gesetzten Ziegelsteinen geschieht. Die Drainageröhren sollen hierbei nicht unter 10 cm Weite besitzen. Die Drainage soll auf die Filter saugend, entwässernd und durchlüftend wirken. Deshalb ist es nötig, dieselbe so einzubauen, daß auch die Filtersohle gehörig entwässert werden kann und daß die Drainagemündungen frei und der frischen Luft zugänglich angelegt werden. Zwischen je zwei Drainsträngen ist die Filtersohle zur Erzielung einer guten Entwässerung dachartig geneigt herzustellen (etwa 1 : 5 bis 1 : 10).

Die Filter stehen mit den Vorklärbecken durch Schützen und Schieber in Verbindung. Sie werden durch Ziehen der letzteren je nach der zu reinigenden Abwassermenge eine bestimmte Zeit überstaut. Die gleichmäßige Wasserverteilung wird hierbei meist mit auf die Filteroberfläche aufgelegten oder eingebetteten Verteilungsleitungen (hölzerne oder tönernen Rinnen, gelochte Tonröhren usw.) bewirkt. Nach genügender Überstauung und Füllung des Filterraumes wird der Zufluß abgestellt. Das Abwasser sickert vom Zeitpunkt der Überstauung an allmählich durch die oberen nach den unteren Filterschichten und nach der Filtersohle. Die im Wasser noch enthaltenen

Schmutzstoffe werden hierbei von den Filtermassen zurückgehalten, während das durchgesickerte Wasser in einer gewissen Reinheit durch die auf der Filtersohle befindliche Drainage nach der Vorflut austritt. Die vordem mit Abwasser gefüllten Filter Hohlräume werden allmählich wieder wasserleer und füllen sich nach und nach mit Luft an. Bei der Art des Filteraufbaues wird dem Luftzutritt in den untersten und gröbereren Filterschichten am wenigsten, in den oberen feineren Schichten aber mehr Widerstand entgegengesetzt, während die Filteroberfläche, an welcher die meisten Schmutzstoffe zurückgehalten werden, der Luftströmung am zugänglichsten ist. Die Luft wirkt auf die zurückgehaltenen Schmutzstoffe entsäuernd, umbildend und vernichtend ein. Wenngleich unter dieser „Vernichtung“ kein völliges Verschwinden des Schmutzes zu verstehen ist, so ist doch eine bedeutende Verringerung des Schlammvolumens Tatsache. Ein Teil dieser Umbildungs- und Vernichtungsarbeit ist zweifellos auf die im Abwasser enthaltenen Kleinlebewesen zurückzuführen; deshalb ist es ratsam, die Tätigkeit dieser Kleinlebewesen nicht durch dem Abwasser zugeleitete konzentrierte Säuren, Gifte, Kalke oder einen zu großen Fettgehalt der Abwässer zu unterbinden. Die Lüftung eines Filterraumes soll so oft und lange als möglich, nach jeder Entleerung aber mindestens 2 Stunden lang erfolgen. Das Aufhören des Drainageabflusses zeigt an, wenn die Filter nahezu leer geworden sind.

In Fällen, bei denen die Vorklärung nicht weitgehend genug ist und bei denen an die Reinheit des Filterabflusses die höchsten Anforderungen gestellt werden, wird mitunter eine zweistufige Filterung vorteilhaft sein (siehe Abb. 121). Der erstmalig ge-

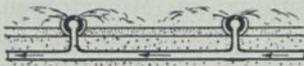
reinigte Filterabfluß wird hierbei auf ein zweites tiefer liegendes Filterbeet geleitet und dort nochmals gereinigt. In diesen Fällen wird man die Korngröße der Oxydationskörper bei der ersten Füllstufe zweckmäßig zu etwa 10 bis 30 mm, bei der zweiten Füllstufe zu etwa 3 bis 10 mm wählen.

Im allgemeinen wird man nach den in Deutschland gemachten Erfahrungen das Füllverfahren auch in kalten Wintern ohne nennenswerte Betriebsstörungen aufrecht erhalten können, wenn die der Frosteinwirkung ausgesetzte Filteroberfläche nicht mehr als 2 bis 3 qm auf 1 cbm Abwasser beträgt.

Tropffilter. Die Filterbetten werden aus ganz groben, rauhen und porösen Oxydationskörpern aufgebaut, deren Korn- oder Brockengröße nicht unter 25 mm betragen soll, während die größten Brocken bis zur doppelten Faustgröße (200 mm) zulässig sind. Die Brockenkörper können aus Schlacken, Koks, harten Ziegelstücken u. dergl. bestehen und sollen vor allem auch möglichst witterungsbeständig sein. Harte glatte Kiesel- oder Klarschlagsteine eignen sich weniger zum Filteraufbau und führen mitunter zu Mißerfolgen. Die Filter werden mit Vorteil freistehend ausgeführt; doch werden sie oft auch entweder in den Boden eingeschnitten oder des Frostschutzes wegen mit Erdumwallung versehen. Es genügt, wenn zur Verhütung von Grundwasserverunreinigungen nur die Filtersohle wasserdicht hergestellt wird; ihre Oberfläche ist ebenfalls gut zu drainieren. Die Filter werden mit dem zu reinigenden und entsprechend vorgeklärten Abwasser so beschickt, daß dasselbe über die ganze Filterfläche verteilt, tropfenweise allmählich von den oberen nach den unteren Brockenkörpern sinkt. Hierbei werden die im Ab-

wasser mitgeführten Schlamm- und Schmutzstoffe an den rauhen Außenflächen der Brockenkörper festgehalten und infolge der steten Berührung mit der Luft — und begünstigt durch die Tätigkeit der im Abwasser enthaltenen Kleinlebewesen — umgebildet, zersetzt und in ihrem Volumen ganz wesentlich verringert. Sollen die Filter dauernd arbeitsfähig sein, so muß die Luft in die Tropfkörper jederzeit eintreten können. Man wird also schon zur Begünstigung des Lufteintritts die Brockengröße der Tropffilter nicht zu klein wählen. Außerdem muß die zeitweise Aufhebung der Filtertätigkeit sowie die völlige Ausschaltung eines jeden Filters möglich sein, damit nach Bedarf eine Entschlammung der Tropfkörper ausgeführt und durch zeitweise Ruhepausen eine Kräftigung des Arbeitsvermögens bewirkt werden kann. Es sind also auch hier wie beim Stau- und Füllverfahren mindestens zwei Filter nötig.

Die übliche Höhe der Tropffilter beträgt je nach dem verfügbaren Gefälle zwischen 1,3 und 3,0 m; sie richtet sich nach den Bedürfnissen und örtlichen



Verhältnissen, hauptsächlich aber nach dem Grade der zu leistenden Abwasserreinigung, welcher mit der Filterhöhe — also mit der Fläche der Oxydationskörper — wächst. Ein mehrstufiges Tropfverfahren hat

wegen der schwierigen Wasserverteilung an der Filteroberfläche keinen Zweck, verursacht nur eine etwa nötige größere Förderleistung des Pumpwerks und unnötige Mehrkosten für die Dichtung und Drainage der Filtersohle. Ein höherer Reinheitsgrad läßt sich vielmehr durch höheren Aufbau der Tropffilter erzielen.

Bei den Tropffiltern ist es sehr wichtig und jederzeit anzustreben, daß das Abwasser über der ganzen Filteroberfläche gut verteilt wird. Die vielfach übliche Verteilung durch feste oder bewegliche Riesler oder Sprinkler (Abb. 116 und 117), Brausen, gelochte Bleche (Abb. 118), Rohre und Rinnen bietet mancherlei Schwierigkeiten, da diese Verteilungsvorrichtungen

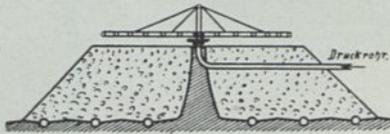


Abb. 117. Drehsprenger.

wegen der Ungleichmäßigkeit und schlammigen Beschaffenheit des Zuflusses leicht einfrieren oder verstopft werden. Rotierende Sprinkler (Abb. 117 u. 119) und sonstige bewegliche Abwasser-Verteilvorrichtungen erfordern zudem meist maschinellen Antrieb und bedingen bestimmte Tropfkörper-Grundrisse. Viel gebräuchlich und einfacher ist die von Dunbar empfohlene Wasserverteilung mit oberer Feinschicht, in welche sehr oft noch Verteilungsrohre eingebettet werden. Diese Feinschicht braucht nicht

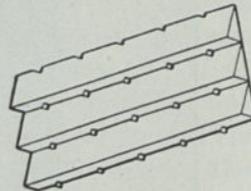


Abb. 118. Stoddartrinne.

über 10 cm stark zu sein. Sie wird meist aus gesiebttem Schlackengrus von 2—4 mm Korngröße, mitunter auch aus grobem scharfen Sande hergestellt. Aber auch diese Maßnahme gewährleistet nur dann eine gewisse Gleichmäßigkeit der Wasserverteilung, wenn die ganze Filteroberfläche ähnlich wie beim Stau- oder Füllverfahren jedesmal einige Zentimeter hoch mit Abwasser überstaut wird. Um ein Einschwemmen dieser

Feinschicht in die unteren groben Tropfkörper zu vermeiden, sind Übergangsschichten anzuordnen, deren Korngröße höchstens das Vierfache der Korngröße

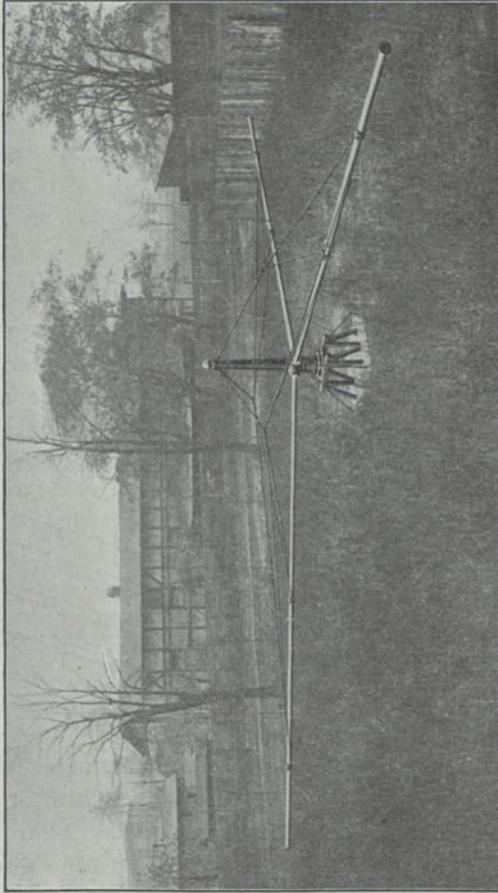


Abb. 119. Drehsprenger der Maschinenfabrik Wilh. Wurl, Berlin-Weißensee
(auf dem Fabrikhofe aufgestellt).

der darüberliegenden feineren Schicht betragen darf. Als gesamte Stärke dieser Fein- und Übergangsschichten genügen 30 cm. Bei der Wasserverteilung

mit Deckschicht wird im Gegensatz zu den Filtern mit oberem Tropf- oder Sprengbetrieb die obere Lüftung der Tropfkörper aufgehoben; der Luftzutritt findet dann nur von der Seite der Filter statt. Deshalb dürfen Tropffilter mit oberer Deckschicht nicht zu niedrig und nicht mit zu großer Grundfläche ausgeführt werden, weil andernfalls die gehörige Durchlüftung der Körper erschwert wird. Da Fliegen und üble Gerüche bei Tropffiltern mit Deckschicht weniger zu bemerken sind, als beim reinen Tropfverfahren, so können bemerkbare Nachteile in dieser Hinsicht durch Anordnung einer Deckschicht bis zu einem gewissen Grade behoben werden.

Ein unliebsamer Übelstand ist es, daß Tropffilter beim Zusammentreffen von Wind und andauernd starker Kälte leicht einfrieren. Die Überdachung der Tropfkörper würde zwar hiergegen den erforderlichen Schutz gewähren, sie kann aber wegen der Kostspieligkeit nur bei kleinen Anlagen in Betracht kommen. Einige weitere Sicherheitsmaßregeln gegen das Einfrieren bestehen darin, daß nach Bedarf die lüftenden Seitenwände der Tropfkörper sowie in oder auf der Feinschicht liegende Verteilungsröhren überdeckt werden, daß dem Einstreichen des Windes über der Filtersohle durch Umwallung oder hohe dichte Zäune begegnet wird und daß man die dem Froste ausgesetzte Filteroberfläche auf ein Minimum beschränkt. Man wird nach den in Deutschland gemachten Erfahrungen bei normaler Filterbeanspruchung und mittlerer klimatischer Ortslage die Filter auch im Winter noch betriebsfähig erhalten können, wenn die Außenfläche der Tropfkörper mit Deckschicht nicht mehr als etwa 1,5 qm, bei Sprengröhren oder Rieslern usw. nicht mehr als etwa 1,0 qm auf

1 cbm Abwasser beträgt. Sodann kann der Betrieb bei andauernd großer Kälte mitunter noch durch zeitweise Überlastung einzelner und Ausschaltung gefährdeter Filter aufrecht erhalten werden.

Größe und Beanspruchung der Filter. Bei räumlich gleich großen Stau- und Tropffiltern werden im allgemeinen Staufilter reiner, Tropffilter schneller arbeiten. Bei der Bemessung der erforderlichen Filterräume größerer Kanalwasser-Kläranlagen ist neben der Abwassermenge auch die Einwohnerzahl zu berücksichtigen, da es nicht einerlei ist, in welchem Grade die Abwässer verschmutzt oder verdünnt sind. Unter der Voraussetzung, daß es sich um Abwässer von gewöhnlicher Beschaffenheit handelt, daß der Filterbehandlung des Abwassers eine entsprechende Vorklärung vorausgegangen ist, daß die Filter aus gut arbeitenden Oxydationskörpern (Koks und Schlacken) aufgebaut sind, und daß die Füllkörper durchschnittlich 3mal täglich mit Abwasser beschickt werden, sollen nach Thumm die gesamten Filterräume (einschl. Ersatzfiltern usw.) rationell bemessen sein, wenn auf 1 cbm Abwasser beim 2stufigen Füllverfahren = 2,2 cbm Oxydationskörper, beim 1stufigen Füllverfahren = 1,7 cbm Oxydationskörper und beim Tropf- oder Brockenverfahren = 1,4 cbm Oxydationskörper entfallen. Handelt es sich dagegen um sehr konzentrierte Schmutzwässer, also um geringe Abflussmengen von vielen Einwohnern, dann ist es richtiger, den Rauminhalt der Filter so zu bemessen, daß auf einen Einwohner durchschnittlich etwa 0,130 cbm Oxydationskörper entfallen. Bei kleinen und den allerkleinsten Anlagen geht man aber auch über diese Zahlen mitunter noch etwas hinaus, indem man auf den Kopf etwa 0,135 bis 0,150 cbm Filterkörper

rechnet. Aber auch hierbei sind wieder die durch Einwirkungen der Kälte gebotenen Beschränkungen zu beachten.

Sobald die Arbeitsfähigkeit der Oxydationskörper nachläßt, sind dieselben entweder durch neue zu ersetzen oder durch Auswaschen und Sieben zu reinigen. Bei Koksfiltern wird der verschlammte Koks verbrannt und durch neuen ersetzt. Die nachlassende Arbeitsfähigkeit kann aber auch durch Überanspruchung der Filter hervorgerufen sein, so daß in diesem Falle auch eine längere Ruhe- und Lüftungszeit die Arbeitsfähigkeit wieder erhöhen kann.

Gemischter Reinigungsbetrieb.

Schon vorher ist angedeutet worden, daß sich die Abwasserbehandlung eines Ortes den jeweiligen Bedürfnissen anzupassen habe. So kann es bei ein und derselben Anlage zeitweise völlig genügen, wenn die Kanalwässer einer mechanischen Grobreinigung, oder einer Grobreinigung mit nachfolgendem Absetz- oder Faulverfahren unterworfen werden, während zu anderen Zeiten wieder eine weitgehende Klärung nötig ist. Ausschlaggebend für das Maß der erforderlichen Reinigungsarbeit sind vor allem Vorflut und Kanalisationsbetrieb. Dementsprechend ist besonders bei Vollkanalisationen eine gewisse Gliederung der Reinigungsanlage in Grob- und Vorreinigung und biologische Klärung nötig. Denn bei Vollkanalisationen wird eine volle Beanspruchung der verschiedenen Reinigungsabteilungen nur bei Trockenabfluß nötig sein; bei durch Regenwässer verdünntem Abwasser wird meist Grobreinigung und Absetzbetrieb genügen, während eine ausschließliche Grobreinigung der Kanalwässer besonders dann ausreichend erscheint, wenn

Biologische Kanalwasser-Reinigung mittels Faulbrunnen und Tropffiltern.

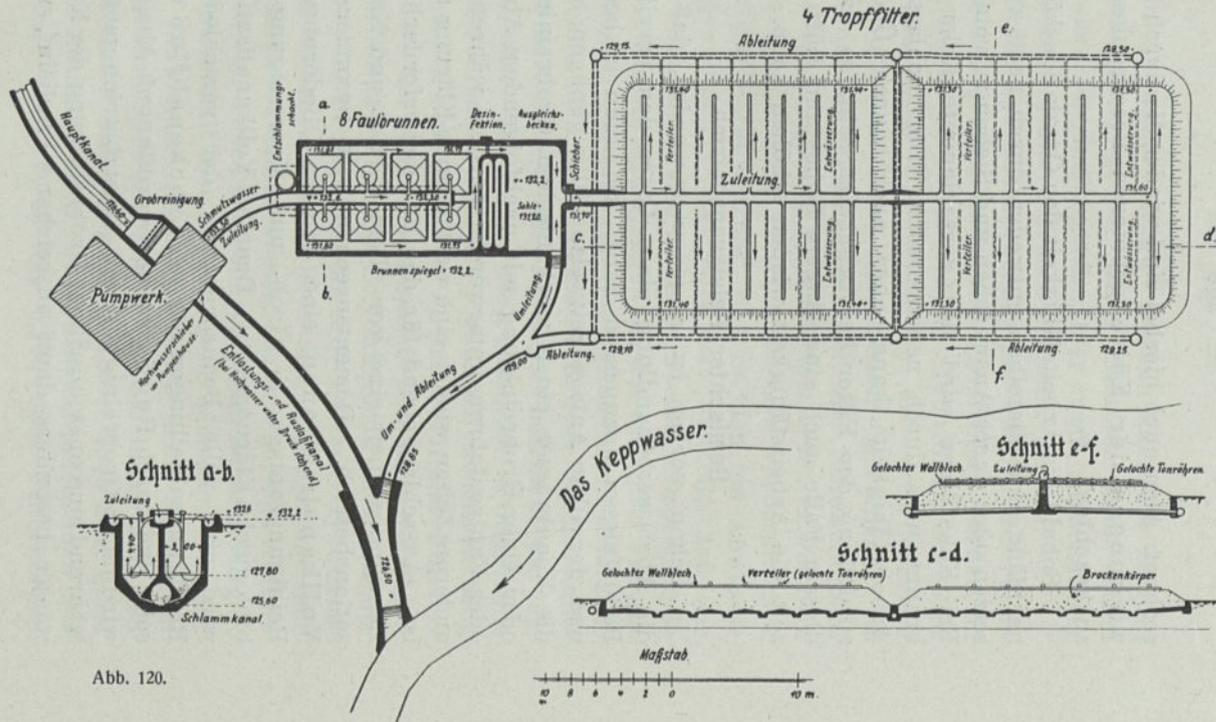


Abb. 120.

nach starken Regenfällen eine volle Beanspruchung des Kanalnetzes und ein hoher Verdünnungsgrad der Abwässer vorhanden ist. Wenn auch beim Trennsystem im allgemeinen eine etwas weitergehende Abwasserbehandlung nötig ist, so können bei zeitweise recht günstigen Wasserverhältnissen der Vorflut doch auch hier die biologischen Körper oft ausgeschaltet und die in den Absetz- oder Faulräumen entsprechend geklärten Abwässer direkt nach der Vorflut geleitet werden.

Nach diesen Anschauungen sind auch die in den Abbildungen 120 bis 123 dargestellten Abwasserreinigungsanlagen entworfen. Die Anlagen Abb. 120 und 122 sind für Vollkanalisationen, Abb. 121 und 123 für Trennsystem geplant. Bei den erstgenannten Anlagen müssen Regen- und Schmutzwasser erst die Grobreinigung durchfließen, bevor die weitere Schmutzwasserbehandlung erfolgt. Bei der Anlage Abb. 120 werden die Schmutzwässer in einer Gruppe von 8 Faulbrunnen geklärt, wonach sie je nach den Bedürfnissen desinfiziert werden können, bevor sie in das Ausgleichsbecken und von da auf 4 Tropffilter geleitet werden. Die Tropffilter werden durch entsprechende Bedienung des Schiebers am Ausgleichsbecken stoßweise mit Abwasser beschickt, um eine gleichmäßigere Beanspruchung der Tropfkörper zu erzielen. Die vorherige Desinfektion der Abwässer ist Tropfkörpern im allgemeinen nicht nachteilig, besonders da es sich nur um zeitweise Desinfektionen handelt. Die Verteilung des Abwassers auf den Körpern erfolgt mit gelochten Tonröhren, welche auf gelochtem Wellbleche lagern. Das letztere ruht direkt auf der Körperoberfläche. Hier erfordert die biologische Abwasserbehandlung ein Hochpumpen der

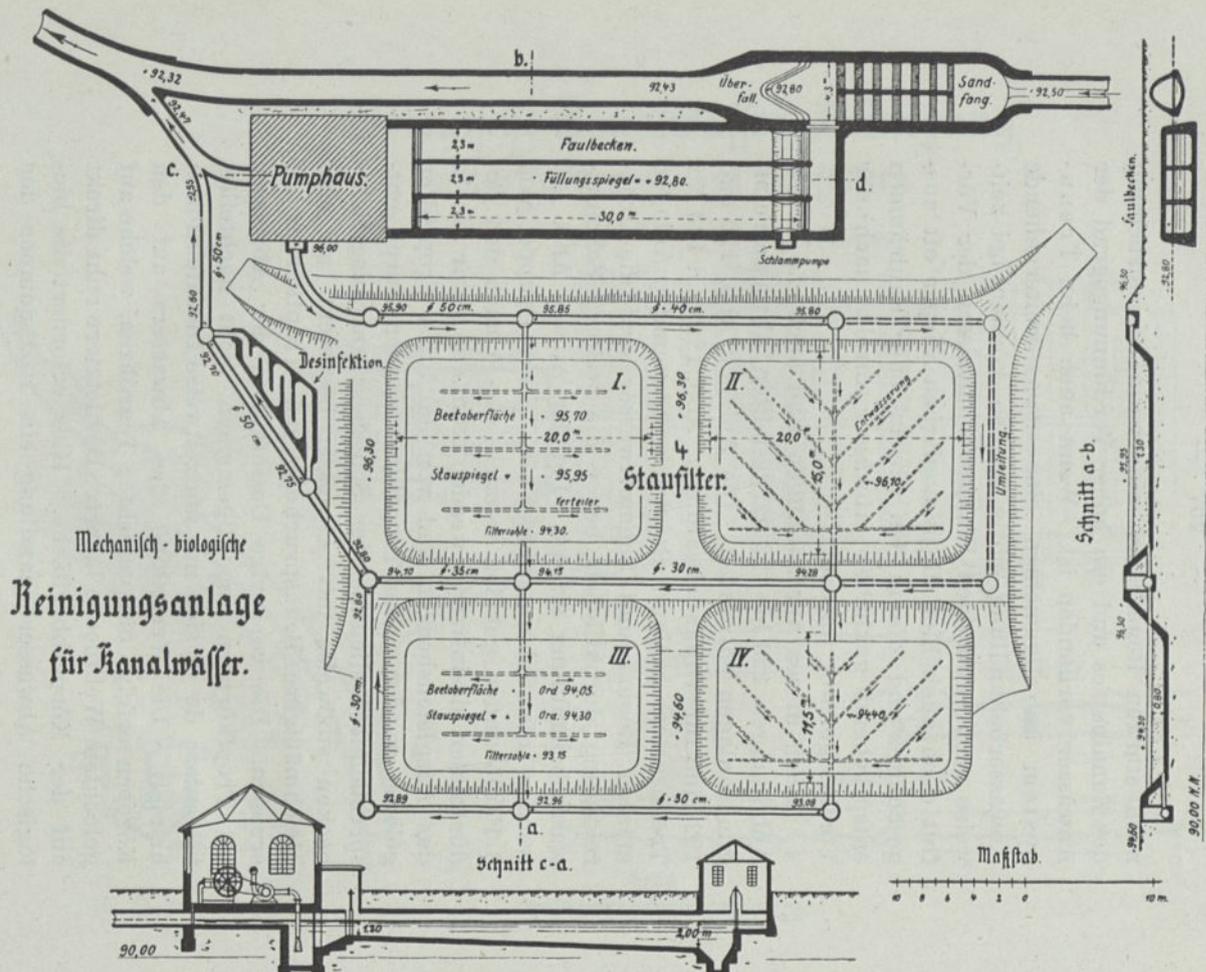


Abb. 121.

Schmutzwässer aus dem Hauptkanale nach der Schmutzwasser-Zuleitung der Brunnen und Tropfkörper.

Bei der Anlage Abb. 121 befindet sich im Hauptkanale dicht hinter der Grobreinigung ein wehrartiger Überfall. Bei Trockenwetter und geringem Regen-zufluß fließt das Kanalwasser in drei Faulbecken; bei großem und längerem Regenwasserzufluß werden die Faulbecken vom Hauptkanale durch einen Schieber abgeschlossen, das Regenwasser fließt dann über den Überfall und von hier direkt nach der Vorflut. Soll das in den Faulbecken entsprechend gereinigte Kanalwasser noch weiter behandelt und gereinigt werden, so wird es in die Zuleitung der Staufilter aufgepumpt. Die letzteren werden zweistufig betrieben, doch kann nach Bedarf die zweite Stufe auch ausgeschaltet werden. Die Ableitung der ersten Filterstufe ist zugleich Zuleitung für die zweite Stufe. Aus den Ableitungen kann das Wasser dem Desinfektionsgerinne zugeführt oder aber mit Umgehung desselben in den Hauptauslaßkanal geleitet werden. Wenn der Staufilterbetrieb ausgesetzt werden kann, so kann auch die Pumparbeit eingestellt werden, da die Abflüsse der Faulbecken dann mit natürlichem Gefälle weiterfließen können.

Die in Abb. 122 a, b, dargestellte Abwasser-Klär-anlage ist nach dem Trennverfahren und für 500 Personen berechnet. Hier ist eine Zweiteilung der Anlage durchgeführt, so daß der Reinigungsbetrieb auch bei den zeitweise erforderlichen Beckenräumungen und Körperentschlammungen nicht unterbrochen wird. Die durch stark seifen- und fetthaltige Wässer vermehrte tägliche Abwassermenge beträgt 124 l für den Kopf, insgesamt also 62 cbm. Nach den an an-

derer Stelle mitgeteilten Zahlen sind die Faulräume auf $\frac{500 \cdot 0,175 \cdot 124}{100}$

= rd. 110 cbm Inhalt bemessen, die Oxydationsbetten auf $62 \cdot 1,7 =$ rd. 105 cbm. Wegen des starken Fettgehalts der Abwässer sind die Faulräume durch Einschaltung von Tauchwänden als große Fettfänge ausgebildet, während die Schlamm-massen infolge der geneigten Faul-beckensohle, der eingefügten Über-laufwand und der hochliegenden Zuleitung nach den Oxydations-körpern in den Becken zurück-gehalten werden. Die Zurück-haltung der Fettstoffe ist nötig, da fettige und ölige Abwässer die Arbeitsfähigkeit biologischer Körper unterbinden. Durch Ziehen der Schützen zwischen den Faul-räumen und den Füllkörpern kann der Wasserstand der anliegenden Faulräume entsprechend abgesenkt und dadurch der Füllkörper über-staut werden. Die Körperabflüsse gelangen dann in den gemein-samen Desinfektionsraum und von da nach der Auslaßstrecke eines Regenwasserkanals.

Das Rieselfverfahren.

Während die vorher beschrie-benen Reinigungsverfahren mit

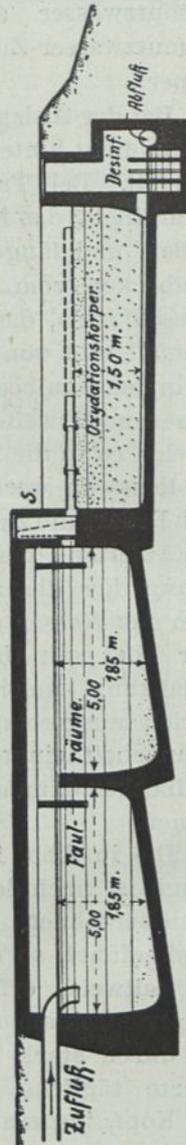


Abb. 122 a.

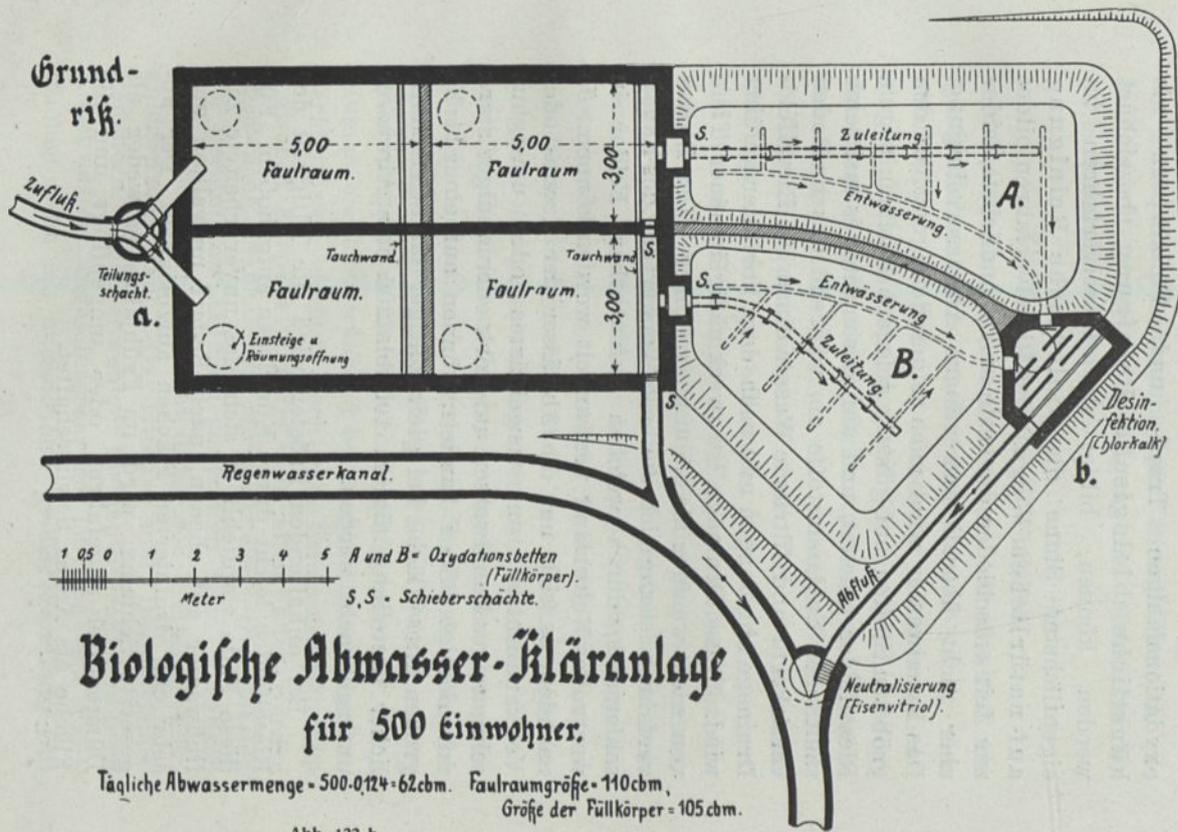


Abb. 122 b.

oxydationsfähigen Tropf- und Füllkörpern als künstliche biologische Reinigung bezeichnet werden können, bildet das Rieselfverfahren im eigentlichsten Sinne die biologische Reinigung auf natürlichem Wege. Das Rieselfverfahren bildet zur Zeit entschieden die beste und gründlichste, leider aber nicht überall anwendbare Abwasserreinigung. Das Kanalwasser wird nach seiner Reinigung von den größten Stoffen auf günstig gelegene Flächen, sogen. Rieselfelder geleitet, und auf diesen setzt es fast seine sämtlichen Schlammstoffe ab, während das im Boden versickerte und filtrierte Wasser durch die Rieselfeld-Drainage abgefangen und nach dem Vorfluter geführt wird. Diese Drainage ist zweckmäßig in einer Tiefe von nicht weniger als 1,5 m auszuführen. Das Rieselfverfahren ist zugleich die beste Verwertung des Kanalschlammes, durch welchen unfruchtbare Felder in wertvolles Kulturland verwandelt werden können. Je nachdem es sich um die Abwässer der Trenn- oder Vollkanalisation, um vorgeklärtes oder um ganz schmutziges Kanalwasser, um stark oder weniger stark durchlässige Böden handelt, können auf einer 1 ha großen Rieselfläche bei gleichzeitiger landwirtschaftlicher Bestellung täglich 100 bis 200 cbm Abwasser untergebracht werden.

Bei anhaltenden Frösten wird die Tätigkeit der Rieselfelder leicht durch Einfrieren aufgehoben. Für diese Fälle empfiehlt es sich, das unverarbeitete Zuflußwasser auf ebenen, nach Bedarf umwallten und sehr eng drainierten Flächen aufzustauen. Der abgesetzte Schlamm wird im Frühjahr entweder als Düngemittel abgefahren oder umgepflügt und die Fläche als Acker bewirtschaftet.

Eine Hauptbedingung für Rieselfelder ist die Möglichkeit einer jederzeitigen und ausreichenden natürlichen Entwässerung.

Kleinere Abwasser-Kläranlagen.

Bei kleinen und den kleinsten häuslichen Abwasser-Kläranlagen ist das Regenwasser völlig auszuscheiden. Wegen der Nähe der Wohnungen ist eine biologische Reinigung auf dem natürlichen Wege der Rieselei meist nicht möglich und eine mechanische Reinigung mittels Rechen und Absetzbecken mit zu vielen Unbequemlichkeiten und zu weitgehender Wartung der Anlage verknüpft. Man sucht im Gegenteil mit den Schlamm- und Schmutzstoffen der Abwässer so selten als möglich in Berührung zu kommen. Durch die Einrichtung genügend großer Faulräume wird den Bedürfnissen kleinerer Kläranlagen am besten entsprochen, wie denn auch der Faulbetrieb für kleine Verhältnisse stets und auch bei großen Anlagen meistens vorteilhafter ist, als der Absetzbetrieb. Nach dem Grade der verlangten Abwasserreinheit richtet sich nun auch die Einrichtung der Kläranlage. In vielen Fällen wird ein ausreichender Reinheitsgrad schon mit den Abflüssen aus Faulräumen erreicht, während bei ungünstigeren Vorflutverhältnissen vielfach noch eine Behandlung in biologischen Körpern nötig ist. In allen Fällen werden aber noch Maßnahmen zur zeitweisen Desinfektion der gereinigten Abflüsse zu treffen sein. Hiernach ergibt sich auch die Einteilung der kleineren Kläranlagen in Faul-, Oxydations- und Desinfektionskammern. Sind bei weniger kleinen Kläranlagen noch Regenwässer angeschlossen, so ist vor den Faulräumen noch ein ausreichend großer Sandfang mit

Rechen und Regenüberfall anzuordnen, aus welchem die stark verdünnten Wässer entweder direkt nach der Vorflut oder nach einer weiteren mechanischen Reinigungsstelle fließen. Schließlich ist für gute Lüftung und je nach den Bedürfnissen für entsprechende Geruchsabdichtung zu sorgen.

Im übrigen ist für die Vorreinigungsräume eine langgestreckte Form anzustreben und besonders bei den kleinsten Kläranlagen immer eine Zweiteilung der Faulräume durchzuführen. Im ersten Raume erfolgt dann hauptsächlich die Zurückhaltung und Gärung der größten Schwimm- und Sinkstoffe, im zweiten Raume die Klärung und Absetzung. Zur möglichsten Raumersparnis werden besonders die kleinsten Hauswasser-Kläranlagen häufig mit größerer Tiefe (1,7 bis 2,3 m) hergestellt. Sonst sind bei den weniger kleinen Kläranlagen je nach Bedarf noch Querwände oder Tauchplatten einzuschalten, um auftreibende Schlammfladen von den Abflußleitungen fernzuhalten. Der Einbau von ständig überstauten Filterkörpern in die Faulräume ist sinnlos und hat sich nie bewährt. Um die geruchsbindende Schwimmdecke der Faulräume nicht zu zerstören und um sonstige Geruchsbelästigungen zu vermeiden, sind die Zu- und Abflußleitungen 0,3 bis 0,5 m unter dem Wasserspiegel einzuführen. Zur besseren Entschlammung sind in die Sohle Schlammfänge einzubauen.

Etwas ungünstiger liegen die Verhältnisse, wenn die Faulraumabflüsse noch einer biologischen Körperbehandlung unterzogen werden sollen. Es ist dann besonders mit dem Gefälle meist sehr zu sparen. Denn der Umstand, daß die biologischen Körper jederzeit vom Grunde aus der frischen Luft zugänglich sein sollen, bedingt, daß die Abflußleitung unter der

Körpersohle liege. Das praktisch erforderliche Mindestgefälle zwischen Zu- und Abfluß beträgt 0,8 bis 1,0 m. Über den Aufbau der Körper und über die Art der Wasserzuleitung gilt sonst das bisher hierüber Gesagte.

Die Desinfektion wird bei den kleinen Kläranlagen zweckmäßig erst mit den vollständig geklärten Abwässern vorgenommen. Die Desinfektion ist dann durchgreifender und mit geringerem Verbräuche an Desinfektionsmitteln möglich.

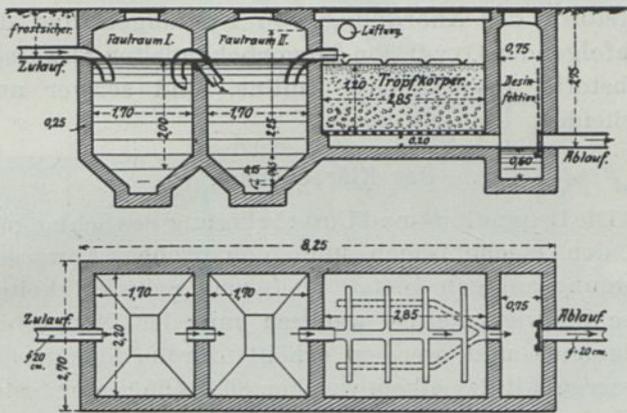


Abb. 123. Kläranlage für die Hauswässer von 50 Personen.

Abbildung 123 zeigt die Kläranlage für die Hausabwässer von 50 Personen. Die tägliche Schmutzwassermenge beträgt 5 cbm, die gesamte Faulraumgröße 15 cbm, der Rauminhalt der Oxydationskörper 7,5 cbm. Geruchsabdichtung und Wasserüberlauf erfolgen durch Knieröhre. Die Verteilung des vorgeklärten Abwassers auf dem allseitig umbauten Tropfkörper geschieht durch gelochte Holzrinnen. Die Brockenmasse ist der besseren Lüftung wegen auf einen durchgehenden eisernen Sohlenrost aufgebaut.

Fabrikkläranlagen, welche den Hauswässern ähnliche Abwässer erhalten, sind im allgemeinen nach den gleichen Grundsätzen wie Hauswasserkläranlagen zu behandeln. Außer den verschiedenen chemischen Verunreinigungen sind es vorwiegend fettige, ölige, farblich und stofflich verunreinigte Abwässer, die zu behandeln sind. Die erforderlichen Maßnahmen bestehen vorwiegend in der Neutralisierung der Giftstoffe, im Abstumpfen der Säuren, in der Fällung und Rückhaltung der Schweb- und Sinkstoffe, der Anordnung von Fettfängen und der nachfolgenden Oxydation der vorbehandelten Abwässer. Farbstoffe, insbesondere Aniline, sind schwer auszuscheiden.

Der Klärschlamm.

Die Behandlung und Unterbringung des Schlammes aus den mechanischen und biologischen Abwasserreinigungsanlagen bietet oft große Schwierigkeiten. Diese Schwierigkeiten wachsen mit der Menge des Schlammes und werden erhöht durch den großen Wassergehalt desselben, welcher 80 bis 95% der festen Stoffe beträgt. Die entstehende Schlammmenge ist beim Absetzverfahren am größten, und zwar um so größer, je länger die Abwässer vorgeklärt werden, beim Faulverfahren am geringsten. Über die Menge des entstehenden Schlammes sind bereits vorn einige Angaben gemacht.

Für die Unterbringung des Schlammes wäre es am einfachsten, wenn derselbe in seiner wässerigen Form frisch an die Landwirte abgegeben werden könnte. Der Schlamm wird dann entweder in wasserdichten Tonnenwagen (Abb. 124) auf die Felder abgefahren, oder in einer eisernen Druckleitung direkt

auf die Felder gepumpt. Für die Reinigungsanlage sind dann keine besonderen Schlammplätze nötig. Dieses Verfahren ist jedoch für die Dauer selten durchführbar.

Meist ist es nötig, den Schlamm an geeigneten und in der Nähe der Reinigungsanlage gelegenen

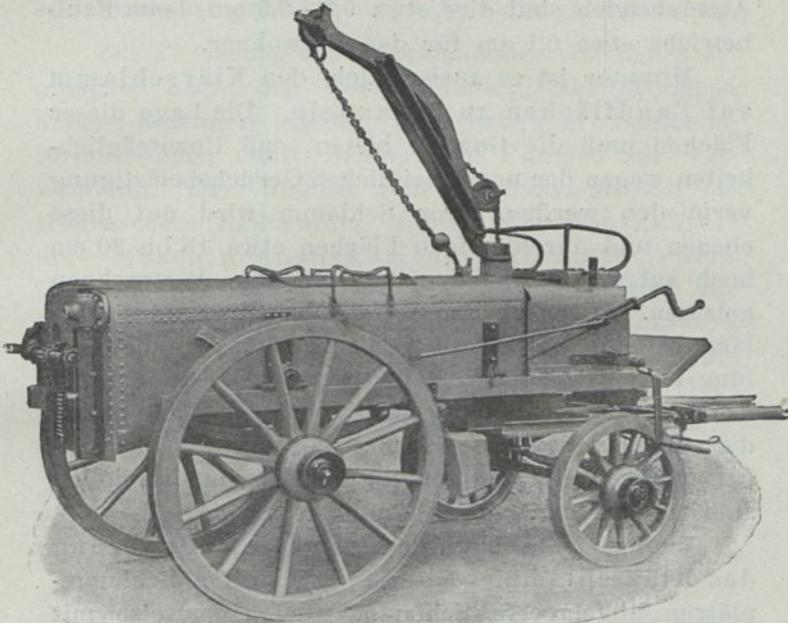


Abb. 124. Kippbarer Schlammabfuhrwagen „Fortschritt“
(Firma Haase & Co., Gotha).

Flächen bis zum Zeitpunkte seiner Verwendung abzulagern. Vorteilhaft ist es, wenn dann der Schlamm auf eine schnelle Art entwässert werden kann, so daß er allmählich stichfest wird. In dieser Form ist er geruchlos und von den Landwirten als Düngemittel bevorzugt. Das Verfahren setzt aber genügend große

Schlammplätze voraus, welche für das Faulverfahren kleinere, für das Absetzverfahren größere Flächen erfordert. Nach den gemachten Erfahrungen kann angenommen werden, daß für 1 cbm tägliche Schlammmenge beim Faulbetrieb etwa 300 qm, beim Absetzbetrieb etwa 600 qm nötig sind. Beim Absetzbetrieb sind dies etwa 0,3—0,5 qm, beim Faulbetriebe etwa 0,1 qm für den Einwohner.

Mitunter ist es auch üblich, den Klärschlamm auf Landflächen zu behandeln. Die Lage dieser Flächen muß die Gewähr bieten, daß Unzuträglichkeiten wegen der unvermeidlichen Geruchsbelästigung vermieden werden. Der Schlamm wird auf diese ebenen und durchlässigen Flächen etwa 15 bis 20 cm hoch aufgeleitet und ihm dann Zeit zum Austrocknen gelassen. Hiernach kann das Verfahren eine Zeit lang beliebig wiederholt werden. Diese Landbehandlung ist entschieden vorteilhafter als die Ansammlung des Klärschlammes in Gruben, weil der Schlamm in diesen nur schwer austrocknet und weil üble Gerüche bei dieser Grubenbehandlung ebenso unvermeidlich sind wie bei der Landbehandlung.

Vielfach ist auch die sogenannte Kompostierung des Klärschlammes üblich. Der auf den Schlammplätzen abgelagerte Schlamm wird lagenweise mit dünnen Schichten von Straßenkehricht und gesiebttem Hausmüll vermischt, mitunter auch zur Vermeidung des üblen Geruchs mit Torfstreu überdeckt. Er wird auf diese Weise schneller fest und gibt ein landwirtschaftlich willkommenes Düngemittel.

Endlich ist auch das Untergraben des Klärschlammes zu erwähnen. Zu diesem Zwecke werden auf der betreffenden Landfläche Parallelgräben hergestellt, in welche der Schlamm eingeleitet wird.

Hierauf werden die Gräben wieder mit Erde überdeckt. Geruchsbelästigungen sind hierbei völlig vermieden, die Schlammgräben erfordern aber eine gewisse Ruhezeit bis zu ihrer Austrocknung und Wiederbenutzung.

In allen Fällen der Landbehandlung des Klärschlammes ist eine Drainage des Untergrundes nötig.

Zur Förderung des Klärschlammes von den Kläranlagen nach den Schlamm lagerplätzen kommen außer sonstigen eigens dazu gebauten Schlammfördergefäßen meist Bagger und Pumpen zur Verwendung. Eine andere, sehr zweckmäßige und betriebssichere Einrichtung ist der „Vacuum-Kessel“ der Maschinenbau-Aktiengesellschaft vorm. Beck & Henkel in Cassel. Bei ihm wird die Schlammförderung indirekt durch das Pumpwerk bewirkt. Die Einrichtung besteht darin, daß die Schlammleitung mit einem Schlammkessel in Verbindung steht, dessen Luftinhalt mit einer Luftpumpe verdünnt oder verdichtet werden kann, wodurch ein Ansaugen oder Fortdrücken des Klärschlammes bewirkt wird. Eine weitere Vervollkommnung dieser Einrichtung ist das völlig automatisch arbeitende „Doppel-Vacuum-Kesselsystem“ (Abb. 125 u. 126). Bei diesem wird die komprimierte Luft des einen Kessels unter selbsttätiger Umschaltung eines entsprechend gebauten Umsteuerapparates gleichzeitig auch zur Luftkomprimierung des anderen Kessels benutzt. Der Nutzeffekt der Anlage erfährt hierdurch eine ganz wesentliche Steigerung. Die schematische Abb. 125 zeigt durch Pfeile die Luftabsaugung des Kessels a und die Luftverdichtung des Kessels b. Der so entstehende Unter- und Überdruck der Luft bewirkt die selbsttätige Öffnung oder Schließung der in die

Schlammleitung eingebauten Rückschlagklappen *r* mit dem Erfolge, daß der Schlamm in den luftleeren Kessel eintritt, während er aus dem luftverdichteten Kessel in die Schlammdruckleitung herausgepreßt

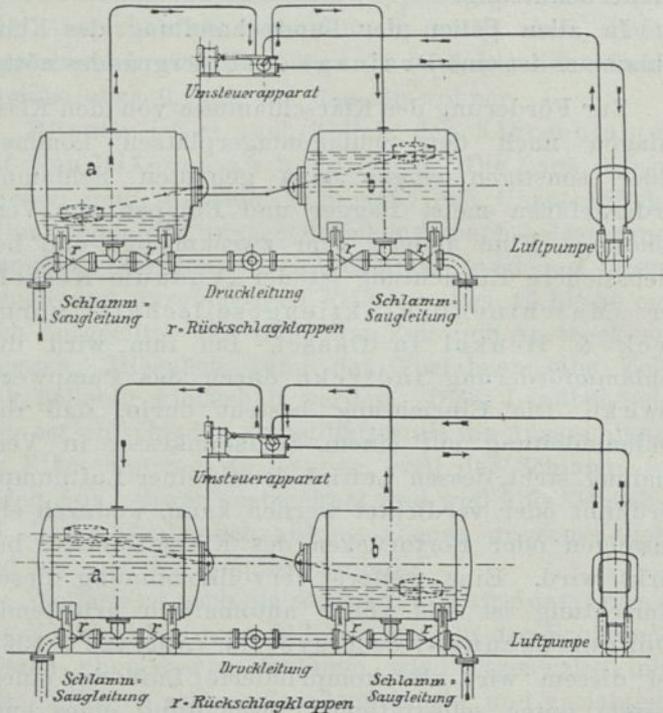


Abb. 125 u. 126. Doppel-Vacuum-Kesselanlage zur automatischen Förderung von Klärschlamm.

(Ausführung: Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel in Cassel.)

wird. Durch die so entstehende Veränderung des Luft- und Schlammweges wird auch der mit Schwimmern in Verbindung stehende Umsteuerapparat in der Weise bedient, daß eine Wechselwirkung zwischen beiden Kesseln (siehe Abb. 126)

und eine ununterbrochene Schlammförderung entsteht. Die Vorzüge dieser Doppel-Vacuum-Kesselanlage äußern sich in einer wesentlichen Ersparnis an Bedienungsmannschaft, in völlig geruchfreier und sauberer Arbeit und in außergewöhnlicher Betriebsvereinfachung.

Die Kostendeckung.

Die Kostendeckung von Kanalisationen hat zwar mit der Lösung technischer Kanalisationsfragen nichts zu tun, ist aber doch mit der ganzen Anlage so sehr verbunden, daß wenigstens ein Streifen der wichtigsten Einzelheiten berechtigt ist.

Die Hauptfragen, welche hinsichtlich der Kostendeckung zu stellen sind, betreffen die Höhe der aufzubringenden Bau- und Betriebskosten und die Größe der Vorteile, welche der Gesamtheit oder Einzelnen aus der Anlage erwachsen. Nach diesen Verhältnissen sind dann auch die einzelnen Beitragsleistungen zu bemessen.

Die Baukosten können sowohl bei Teilbeschleunigungen als auch bei ganzen Ortsentwässerungen mit einiger Genauigkeit nur nach spezieller Veranschlagung festgestellt werden. Sie summieren sich aus den Baukosten für das Kanalnetz, das Pumpwerk und die Reinigungsanlage. In den Baukosten sind alle einmaligen und durch die Einrichtung der Gesamtanlage entstehenden Kosten einzuschließen. Dagegen umfassen die Betriebskosten alle laufenden und sich unausgesetzt wiederholenden Ausgaben für Arbeitslöhne, für die Instandhaltung aller baulichen Her-

stellungen und für den Reinigungsbetrieb des Kanalnetzes und der Abwässer. Auf die zahlreichen Kostensätze von Kanalbauten und -Betrieben wird wegen der großen Verschiedenheit und Unsicherheit derartigen Angaben hier nicht eingegangen.

Beitragspflichtig zu den Kosten einer Ortsentwässerung sind nun alle diejenigen, denen aus der Anlage ein Vorteil erwächst. Über die einheitliche und möglichst gerechte Bemessung dieser Vorteile sei Folgendes angeführt.

Die Ausführung einer vollständigen Ortsentwässerung kommt der gesamten Einwohnerschaft ebenso zugute, wie beispielsweise Wasserversorgung, Straßenbeleuchtung, Straßenbefestigung usw. Der Ort bietet durch die Herstellung der Beschleunigung auch der Allgemeinheit größere Annehmlichkeiten und nicht zu unterschätzende Vorteile in gesundheitlicher Beziehung, die eine finanzielle Gegenleistung sehr wohl berechtigen. Gleichwohl ist auch ein Sondervorteil der Grundstücksbesitzer durch die bequemere Beseitigung der Haus- und Regenwässer vorhanden. Beitragspflichtig wäre demnach die gesamte Einwohnerschaft unter besonderer Heranziehung der an das Kanalnetz angeschlossenen Grundstücksbesitzer. Da der Anschluß aller Grundstücke an das Kanalnetz schon im Zweck und Wesen der Sache liegt, sollte der Anschlußzwang ortsgesetzlich festgelegt und streng durchgeführt werden.

Am einfachsten ist es, die Verzinsung und Tilgung der Baukosten derart aufzubringen, daß ein Kostenteil den Grundstücksbesitzern als jährliche Kanalabgabe, der andere Kostenteil den Einwohnern als Zuschlag zur Gemeinde- oder Staatseinkommensteuer auferlegt wird.

Die Kanalabgabe der Grundstücksbesitzer soll hierbei nichts anderes darstellen, als eine Entschädigung für künftige Vorteile und Bequemlichkeiten. Werden die Grundstücksbesitzer hierbei mit zu hohen Kosten betroffen, so helfen sie sich meist wieder durch einen Rückgriff auf die Mieter, denen höhere Wohnungsmieten abverlangt werden.

Die gleichmäßige Einschätzung der jährlichen Kanalabgabe kann auf verschiedene Weise erfolgen. Am üblichsten ist die Erhebung nach dem Grundstücksertrage an Mieten und sonstigen Nutzungen. Sie erfordert eine alljährliche Einschätzung und Beitragsfeststellung. Häufig wird die Kanalabgabe auch nach der Anliegerlänge der Grundstücke erhoben. Dieses Verfahren ist zwar sehr einfach und bei völlig gleichartiger Grundstücksbebauung auch berechtigt. Es ist aber nicht immer gerecht, da es weiträumig bebaute und weniger tiefe Grundstücke sowie Eckgrundstücke zu hoch, Grundstücke mit dichter Bebauung und großem Hinterlande aber zu wenig belastet. Das Verfahren läßt mindestens eine Abstufung nach der verschiedenen Wohnungsdichte und eine entsprechende Erleichterung für Eckgrundstücke als nötig erscheinen. Etwas besser ist eine Einschätzung nach der Zahl der auf einem Grundstücke befindlichen Wohnungen oder nach der Größe des umbauten Raumes aller auf einem Grundstücke befindlichen Gebäude. Im letzteren Falle ist aber wieder ein stufenweiser Unterschied im Nutzen dieser Baulichkeiten nötig. Die mitunter übliche Einschätzung nach dem Wasserverbrauche der Grundstücke hat scheinbar viel für sich, bietet aber mancherlei Schwierigkeiten. Sie setzt die Feststellung einer bestimmten Mindestwassermenge voraus,

da andernfalls eine falsche Sparsamkeit an Wasser zur Reinlichkeitspflege Platz greifen kann. Beim Vorhandensein von Privatbrunnen ist anstelle der ungewissen Verbrauchszahlen eine Berechnung des Wasserverbrauchs nach der Kopffzahl nötig. Fabriken werden bei großen Abflußmengen nach den letzteren eingeschätzt oder aber nach der Größe des umbauten Gebäuderaumes. Die letztgenannte Einschätzung hat auch bei solchen Grundstücken eine Berechtigung, in denen nur geringere oder gar keine Abwässer erzeugt werden, von denen aber doch auch das Regenwasser aufzunehmen ist.

Nach entsprechender Einschätzung aller Grundstücksvorteile erfolgt die Feststellung der Beitragseinheiten nach den bekannten Regeln der Gesellschafts- oder Verteilungsrechnungen.

In den meisten Fällen wird mit einem einzigen der angeführten Auflageverfahren nicht auszukommen und eine Einschätzung nach verschiedenen Gesichtspunkten nötig sein.

Häufig tritt auch der Fall der Teilbeschleusung ein, wobei der Vorteil einer geregelten Entwässerung mitunter nur einzelnen Teilen des Ortes und nur einem Teile der Einwohnerschaft unmittelbar zufällt. In der Regel sind dies aber immer Ortsteile, an deren gesundheitlicher Verbesserung schon wegen des sich dort abwickelnden Verkehrs oder auch mit Rücksicht auf die Geschäftslage die ganze Einwohnerschaft mehr oder weniger interessiert ist. In diesen Fällen wird man dann, wenn es sich vorwiegend um Wohnstraßen handelt, die Grundstücksbesitzer etwas höher belasten, in Ortsteilen mit lebhaftem Verkehr aber wieder die Allgemeinheit.

Die Erhebung einmaliger Schleusenbau-Beiträge kommt in der Regel nur für die reinen Baukosten in Betracht, nicht auch für die laufenden Betriebsaufwendungen, die am besten in Form eines allgemeinen Steueraufschlages erhoben werden. Bei bebauten Grundstücken stößt die Erhebung einmaliger Beiträge meist auf Schwierigkeiten, besonders aber dann, wenn bereits Anlagen vorhanden sind, die für die Unterbringung der Wässer bisher — wenn auch notdürftig — genügten. Diesen Schwierigkeiten sucht man entweder durch außergewöhnlich niedrige Bemessung der Anliegerbeiträge oder durch deren gänzlichen Wegfall, dafür aber durch entsprechende Erhöhung der allgemeinen Jahresabgaben zu begegnen. Es liegt auf der Hand, daß auf diese Weise von einer sofortigen Deckung der Baukosten nicht die Rede sein kann.

Anders liegen die Verhältnisse bei unbebauten Grundstücken. Unterstützt durch mehrfache rechtliche Entscheidungen hat sich der Gebrauch ausgebildet, daß der Erbauer einer Straße berechtigt sei, von den später an die Straße Anbauenden die anteilige Rückvergütung der Straßenbaukosten zu fordern. Zu den Straßenbaukosten gehören aber auch die Kosten für die Herstellung der Schleusen. Diese Regel ist auch in den verschiedenen Landesgesetzen mehrfach zum Ausdruck gekommen. Für die Anlieger an neuen Straßen bedeutet die unsachgemäße und dehnbare Auslegung dieses Grundsatzes bei Straßen mit kleinen Schleusen oft eine Erleichterung, bei Straßen mit den größten Querschnitten aber eine große Benachteiligung, die rechtlich durchaus anfechtbar ist und aus Billigkeitsgründen auch nicht beabsichtigt sein kann. Denn da der größere Schleusen-

querschnitt auch für die Wässer aus den oberen Grundstücken nötig ist, weil deren Wässer sonst nicht ordnungsgemäß abfließen können, so ist der obere Anlieger zur Tragung der Mehrkosten für die Schleusenvergrößerung schon im Interesse der Vorflut ebenso verpflichtet wie der untere Anlieger. Daß diese Auffassung nicht allein dasteht, geht beispielsweise auch aus § 44 des Allgemeinen Baugesetzes für das Königreich Sachsen hervor. Es heißt dort:

„Neue Straßen sind in der Regel zu beschleusen. Die hierdurch entstehenden Kosten, einschließlich derjenigen für Beschaffung der Vorflut fallen demjenigen zur Last, auf dessen Kosten die Herstellung der Straße erfolgt.“

Es ist also bei derartigen einmaligen Anliegerbeiträgen nur ein Durchschnittsbetrag für 1 lfdm. Schleusenlänge berechtigt. Die Erhebung der Schleusenbeiträge von später zu bebauenden Grundstücken ist durch das Wesen der Baustellenbewertung durchaus begründet.

Wie aus den vorstehenden Ausführungen hervorgeht, ist die Kostendeckung von Ortsentwässerungen in verschiedener Hinsicht möglich. Die Kostenverteilung ist aber immer nur ein Kompromiß, der sich aber stets nur auf möglichst gerechter Grundlage aufbauen sollte.





Bezugsquellen- und Firmen-Verzeichnis.

(Ohne Mitwirkung des Verfassers.)



Abortgruben.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Aborttrichter aus braunglasiertem Steinzeug.

Deutsche Steinzeugwarenfabrik f. Kanalisation und chemische Industrie, Friedrichsfeld i. Baden.

Abdampfentölung.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Abwässer-Kläranlagen.

Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Kassel.

Abwasserreinigungs-Anlagen.

Rud. Böcking & Cie, Halbergerhütte bei Brebach. (Frankfurter Rechen.)

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe (Siebschaufelrad).

Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Kassel.

Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg (Hamburger Rechen).

Wilhelm Wurl, Weißensee-Berlin. (Riensch'sche Separator-Scheiben.)

Abwasserreinigungsanl., Einrichtungsgegenstände für.

Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe.

Anstriche für Kläranlagen, Zement- und Eisenrohre, Wasserbehälter und Wasserleitungen.

Dr. Roth's Inertol D. R. Patent, Paul Lechler, Stuttgart.

Armaturen.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Behälterbauten in Beton und Eisenbeton.

Cementbaugeschäft Rudolf Wolle, Leipzig.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Johann Odorico, Dresden-N.

Behälterbauten in Eisen.

Gebr. Barnewitz, Dresden-A.
Kelle & Hildebrandt, Dresden und Großluga-Niedersedlitz.

Betonbauten.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.
Johann Odorico, Dresden-N.

Betonhohlblockmaschinen.

Leipziger Cementindustrie Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Betonpfähle.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges. in Dresden-N.

Brückenbau.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.
Johann Odorico, Dresden-N.

Brunnenringe.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Brunnenringformen.

Leipziger Cementindustrie, Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Beschickungsvorrichtungen für biologische Körper.

Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Kassel.
Wilhelm Wurl, Maschinenfabrik, Weißensee-Berlin.

Closet-Trichter aus Steinzeug.

Deutsche Steinzeugwaarenfabrik für Kanalisation und Chemische Industrie, Friedrichsfeld in Baden.

Dampfanlagen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Dampfkessel.

A. Borsig, Berlin-Tegel.
Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau.
R. Wolf, Magdeburg-Buckau.

Dampfmaschinen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.
Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau.
R. Wolf, Magdeburg-Buckau.

Dampfpumpen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Dieselmotoren.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.

Drainröhren.

Lippische Thonwarenfabrik, Dörentrup i. L.

Drainrohrmaschinen.

Leipziger Cementindustrie, Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Druckluftpumpen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Eisenbetonbau.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.
Johann Odorico, Dresden-N.

Eisenkonstruktionen.

Gebr. Barnewitz, Dresden-A.
Kelle & Hildebrandt, Dresden und Großluga-Niedersedlitz.

Eiserne Spundwände.

Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau.

Enteisung.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Entölung.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Entwässerung, Einrichtungsgegenstände dazu für Städte, Gemeinden, Schlachthöfe, Kasernen, Fabriken u. sonstige Anstalten.

Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe.

Entwässerungsprojekte und Gutachten.

Baumeister Otto Schelzel, Döbeln, Sachsen.

Erdbohrer zu Bodenuntersuchungen.

E. Jasmin, Hamburg 30, Lehmweg 30.

Erdarbeiten.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Façonstücke.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Feuerungsanlagen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.
R. Wolf, Magdeburg-Buckau.

Filtrationen.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Flüssigkeits- und Gasmotoren.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.

Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.

Formen für Kanalisationsrohre.

Leipz. Cementindustrie, Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Fundierungen.

Cementbaugeschäft Rudolf Wolle, Leipzig.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Johann Odorico, Dresden-N.

Gasbehälter.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Gaswerksbau.

Gebr. Barnewitz, Dresden-A.

Generatorgasanlagen.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.

Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.

Geschweißte Rohre.

Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau.

Gußeiserne Röhren.

Rud. Böcking & Cie, Halbergerhütte b. Brebach.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Eisenhüttenwerk Keula bei Muskau, Akt.-Ges.

Gebr. Barnewitz, Dresden-A.

Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe i. B.

Kelle & Hildebrandt in Dresden A.

Haubenkanäle.

Johann Odorico, Dresden-N.

Hausentwässerungsgegenstände.

(Siehe Kanalisationsartikel.)

Hochbauten.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.

Inertol D. R. P.

Paul Lechler, Stuttgart.

Kältemaschinen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Kaminaufsätze, gewöhnliche und Kuhn'sche Polydeflektoren und Ventilatoren D. R. P.

Deutsche Steinzeugwarenfabrik für Kanalisation und Chemische Industrie, Friedrichsfeld in Baden.

Kanalisationsbauten.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.
Cementbaugeschäft Rudolf Wolle in Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.
Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.
Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.
Johann Odorico, Dresden-N.

Kanalisationsartikel, eiserne.

Rud. Böcking & Cie, Halbergerhütte.
Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.
Eisenhüttenwerk Keula bei Muskau, Akt.-Ges.
Gebr. Barnewitz, Dresden-A.
Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe i. B.
Kanal- und Wasserbau-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M.
Wilhelm Wurl, Weißensee-Berlin.

Kanalisationsartikel aus Beton und Steinzeug.

Cementbaugeschäft Rudolf Wolle, Leipzig.
Deutsche Steinzeugwarenfabrik für Kanalisation und Chemische Industrie, Friedrichsfeld in Baden.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N.
Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe.
Kanal- und Wasserbau-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M.

Kanalisationsgegenstände, gußeiserne.

Gebr. Barnewitz, Dresden-A.

Kanalleitungsartikel.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Kanalreinigungsgeräte.

Haase & Co., Gotha.
Kanal- und Wasserbau-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M.

Kanalschieber.

Rudolph Böcking & Cie., Halbergerhütte (Post Brebach.)
Gebr. Barnewitz, Dresden-A.
Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe.
Kelle & Hildebrandt, Dresden-A.

Kläranlagen.

Rudolph Böcking & Cie., Halbergerhütte (Post Brebach).
Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.
Cementbaugeschäft Rudolf Wolle, Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N.
Johann Odorico, Dresden-N.

Kläranlagen für Abwasser, Einrichtungsgegenstände.

Geiger'sche Fabrik, G. m. b. H., Karlsruhe.

Klärbeckenpumpen.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Kolbenpumpen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.
Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.

Kompressoren.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Kondenswasserentölung.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Kreiselpumpen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Leuchtgasmotoren.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.

Licht- und Leitungsmasten.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.
Gebr. Barnewitz, Dresden-A.

Lokomobilen.

R. Wolf, Magdeburg-Buckau.

Luftkompressoren.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Mammut-Pumpen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Mechanische Abwässer-Reiniger.

Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau.

Plunger-Pumpen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.
Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.

Pumpen und Pumpwerkseinrichtungen.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.
A. Borsig, Berlin-Tegel.

Brodnitz & Seydel, Berlin C.
Gasmotorenfabrik Deutz in Köln-Deutz.
Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf bei Hannover.
Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. Beck & Henkel, Kassel.
R. Wolf, Magdeburg-Buckau.

Pumpmaschinen.

Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges. Magdeburg-Buckau.

Pumpwerksanlagen.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.
Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.

Reinigungsvorrichtungen.

Rudolph Böcking & Cie., Halbergerhütte (Post Brebach).
Haase & Co., Gotha.
Kanal- und Wasserbau-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M.

Revisionsröhren.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Rohre und Façons.

Rud. Böcking & Cie, Halbergerhütte.
A. Borsig, Berlin-Tegel.
Eisenhüttenwerk Keula, Akt.-Ges., Keula b. Muskau.
Gebr. Barnewitz, Dresden-A.
Kelle & Hildebrandt, Dresden-A.

Rohrformen.

Leipziger Cementindustrie, Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Rohrleitungen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Sandfänge.

Johann Odorico, Dresden-N.

Sauggasmotoren.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.
Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf bei Hannover.

Schachtringe.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Schlachthofeinrichtungen (Viehtröge, Spültröge etc. aus Steinzeug).

Deutsche Steinzeugwaarenfabrik für Kanalisation und Chemische Industrie, Friedrichsfeld i. Baden.

Sinkkasten.

Dyckerhoff & Widmann, Dresden-N. 12.

Spül- und Absperrvorrichtungen.

Rudolph Böcking & Cie., Halbergerhütte (Post Brebach).

Steinzeugröhren und Steinzeugwaren.

Deutsche Steinzeugwaarenfabrik für Kanalisation und Chemische Industrie, Friedrichsfeld i. Baden.

Straßenreinigungsgeräte.

Haase & Co., Gotha.

Terrazzoböden.

Johann Odorico, Dresden-N.

Tiefbau.

Cementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig.
Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.
Johann Odorico, Dresden-N.

Tiefbohrungen.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Tiefpumpen für Bohrlöcher.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Tiefbauprojekte.

Baumstr. Otto Schelzel, Döbeln.

Ufer- und Stützmauern.

Johann Odorico, Dresden-N.

Viehtröge und Schlachthofeinrichtungen.

Deutsche Steinzeugwaarenfabrik für Kanalisation und Chemische Industrie, Friedrichsfeld i. Baden.

Wasserbauten aller Art.

(Siehe Tiefbauten.)

Wasserbehälter.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Wassergewinnungsanlagen.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Wasserhaltungen.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Wassermesser.

Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

Wasserreinigung.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Wasserversorgung und Installation.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Halvor Breda, G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg.

Heckel & Nonweiler, Saarbrücken und Metz.

Wasserwerksbau.

Gasmotoren-Fabrik Deutz, Köln-Deutz.

Gebr. Barnewitz, Dresden-A.

Wehr- und Schleusenbauten.

Johann Odorico, Dresden-N.

Werkzeuge für Betonarbeiten.

Leipziger Cementindustrie, Dr. Gasparý & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Windmotoren.

Karl Reinsch, Dresden.

Zementbetonarbeiten.

Johann Odorico, Dresden-N.

Zementmauersteinmaschinen.

Leipziger Cementindustrie, Dr. Gasparý & Co., Markranstädt b. Leipzig.

Zementröhren.

Cementbaugeschäft Rudolf Wolle, Leipzig.

Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden-N. 12.

Zentrifugalpumpen.

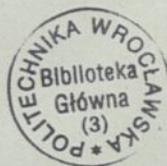
Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

A. Borsig, Berlin-Tegel.

Brodnitz & Seydel, Berlin C.

Gebr. Körting, Akt.-Ges., Körtingsdorf b. Hannover.

R. Wolf, Magdeburg-Buckau.



Geiger'sche Fabrik

G. m. b. H.

KARLSRUHE i. B.

Lieferung sämtl. Entwässerungs-Artikel
für Städte, Gemeinden, Schlachthöfe, Kasernen, Truppen-
Uebungsplätze, Fabriken und sonstige Anstalten.

**Spezialität: Einrichtungen für mecha-
nische und biologische Kläranlagen.**

Größere Lieferungen für die Kläranlagen von Frankfurt a. M., Mann-
heim, Giessen, Elberfeld, Düsseldorf, Rheydt, Witten, Bad Wildungen,
Halberstadt, Frankfurt a. O., Posen, Stolp, Beuthen usw.

**Siebschaufelrad System und Patent Geiger
für Abwasserklärung.**

Spül- und Absperr-Vorrichtungen für Kanäle, Kläran-
lagen usw.

Nachstellbarer Rollenkeilverschluß an Kanalschiebern,
System und Patent Geiger.

Selbsttätiger Kanalspüler System und Patent Müller-
Geiger, ohne bewegliche Teile.

**Schachtabdeckungen mit ganz nach hinten umleg-
barem Deckel**, System und Patent Geiger.

Straßen-Sinkkasten mit nie versagendem Ueberlauf,
System und Patent Geiger-Mohr.

Sinkkasten für Steilstraßen und für Trennsystem.

Hofsinkkasten, Hausentwässerungs-Artikel.

Reinigungsvorrichtungen für Sinkkasten und Kanäle.

Bewährte zuverlässige Konstruktionen, solide Ausführung.
Von vielen Tief- und Stadtbauämtern, Staats- und Garnison-
Baubehörden verwendet und zur Verwendung vorgeschrieben.

Man verlange Preisliste Nr. 100.

Halvor Breda G. m. Ingenieur-Bureau und Laboratorium
b. H. für alle Zweige der Wasserreinigung

Berlin-Charlottenburg 2, Kantstrasse 156

Abwasser-Reinigung.

Ausführung und Projektierung

von

Kanalisationen u. Abwasser-Reinigungsanlagen für Städte, Gemeinden, Villen, Arbeiter-Kolonien und große Industrie-Anlagen.

Mechanischer Abwasser-Reinigung nach **modernsten** Konstruktionen für Städte an großen Vorflutern.

Biologischer Abwasser-Reinigung für Gemeinden, Krankenhäuser, Kasernen, Schlachthöfe etc.

Chemisch-mechanisch-biologischer Abwasser-Reinigung für Fabrikabwässer aller Art unter genauester Berücksichtigung der Zusammensetzung des Abwassers.

Hauskläranlagen in Schmiedeeisen und Beton.

Desinfektionsanlagen für städtische und Krankenhaus-Abwässer.

Rudolph Böcking & Cie.

Erben Stumm-Kalberg und Rud. Böcking G. m. b. H.

Post- und Bahnstation:
Brebach.

Kalbergerhütte

Fernruf Nr. 35
Saarbrücken.

Spezialwerk für Strassen- und Hausentwässerungsartikel.

Einrichtungen für Kläranlagen nach eigenen Konstruktionen. Etagenschieber D. R. P. angem. Ablasschieber, Einlaufschieber D. R. G. M. und D. R. P. angem. Gelenkrohre mit Vorrichtung zum Absaugen bis auf Schlammhöhe.

Aichplatten für Klärbecken.

Rechenanlagen. Generalvertrieb des Frankfurter Klärrechens, Rechen mit Aufzugsvorrichtung, Rechen mit Abstreifvorrichtung, Rechen m. Gegengewicht u. Kippvorrichtung.

Stau-, Spül- und Absperrvorrichtungen für Kanäle

Handzugschieber für Rohrsiele von 10—65 cm Kreisprofil und 20/30 — 50/75 cm Eiprofil.

do. mit Rollen und einstellbarem Keilverschluß. D. R. G. M.

do. mit einstellbarem schwingendem Keil. D. R. G. M.

Kettenrollenzugschieber mit einfachem und doppeltem Kettenzug von Profil 60/90 — 120/180 cm und Kreisprofil 70 bis 200 cm, sowie jedes andere Profil bis zu den größten Abmessungen.

Spindelschieber mit gesetzlich geschütztem Keilverschluß.

Spültüren, selbsttätig sich öffnend, mit Hebelverschluß, D. R. P. angemeldet.

Spültüren mit Zahnstangengetriebe, selbsttätig sich öffnend, mit Andrückmechanismus D. R. P. angem. bis zu den größten Profilen.

Absperrtüren mit Schneckenradantrieb.

Kanalklappen mit und ohne Gegengewicht.

Automatische Kanalspüler usw.

Schlammabfuhrwagen f. Handbetrieb u. Pferdebespannung

Straßen- und Hofsenkkasten, Einlaufgitter

Fettfänge, Kaussenkkasten usw.

Schachtabdeckungen m. Scharnier 180° umlegbar. D. R. G. M.

Man verlange Musterbücher und Prospekte.

.....
Eisenhüttenwerk
Keula

bei Muskau, Aktiengesellschaft.
Maschinenfabrik und Eisengiesserei
Keula (Schlesien)

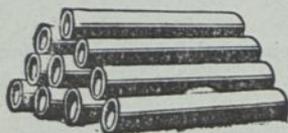
Kanalisationsartikel aller Art :: Eisenguß aller Art Fassungstücke :: :: :: ::
Dampfmaschinen :: Pumpmaschinen :: Steinbrecher Kollergänge, Krane, Aufzüge

Muffenröhren und Flanschenröhren

==== stehend gegossen, bis 1200 mm Weite. ====

.....

Drainröhren



in bekannter
erstklassiger Ware.

Lippische Thonwarenfabrik

Dörentrup i. Lippe

Fernsprech-Anschluß: Lemgo 9.





BIBLIOTEKA GŁÓWNA

350466L/1