

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

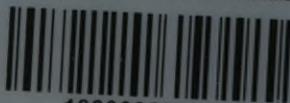
II

2762

L. inw.

1,00

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297458

Z. v. L.

DIE

BEHANDLUNG UND REINIGUNG
DER ABWÄSSER

VON DER

KÖNIGL. SÄCHS. TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU DRESDEN

ZUR

ERLANGUNG DER WÜRDE EINES DOKTOR-INGENIEURS

GENEHMIGTE

DISSERTATION

VORGELEGT VON

CARL REICHLE

KÖNIGL. BAUINSPEKTOR ZU BERLIN

REFERENT: GEHEIMER BAURAT PROFESSOR FRÜHLING

KORREFERENT: GEHEIMER MEDIZINALRAT PROFESSOR DR. RENK



LEIPZIG

VERLAG VON S. HIRZEL

1910

G. 55
122

X
2.332

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

II 2762

Akc. Nr. 2144/49

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
I. Vorflut und erforderlicher Reinheitsgrad der einzuleitenden Abwässer	1
II. Absiebanlagen	4
III. Sedimentationsanlagen	14
a) Sandfänge	14
b) Beckenanlagen	18
c) Brunnen	26
d) Klärtürme	31
IV. Faulverfahren	34
V. Chemische Fällungsverfahren	41
a) Kalkklärung usw.	42
b) Kohlebreiverfahren	45
VI. Künstliche biologische Reinigung	48
a) Biologische Füllkörper	49
b) Biologische Tropfkörper	55
VII. Abwasserreinigung mittels Landbehandlung	69
a) Intermittierende Bodenfiltration	71
b) Rieselfelder	75
c) Eduardsfelder Spritzverfahren	79
VIII. Hauskläranlagen	80
IX. Gewerbliche Abwässer und deren Behandlung	82
X. Klärrückstände, deren Untersuchung, Behandlung, Beseitigung und Verwertung	87

Die Behandlung und Reinigung der Abwässer.

I. Vorflut und erforderlicher Reinheitsgrad der einzuleitenden Abwässer.

Da Abwässer nur in seltenen Fällen wieder verwendet oder durch Verdampfung beseitigt werden, handelt es sich fast stets um eine Abführung derselben nach einer Vorflut, der sie entweder direkt hinter der Reinigungsanlage oder auf einem kleineren oder größeren Umweg durch den Untergrund (als Grundwasser) zugeführt werden.

Von der Beschaffenheit der Vorflut und der Art der Zuführung der Abwässer ist der erforderliche Reinheitsgrad der abzuleitenden Abwässer abhängig zu machen, wenn verhindert werden soll, daß in der Vorflut Mißstände (Verschmutzung, Verschlammung, Beeinflussung des tierischen und pflanzlichen Lebens) entstehen.

Die direkte Ableitung in die Vorflut erfordert die Beachtung folgender Gesichtspunkte:

Zunächst ist die Ermittlung der Wasserführungsverhältnisse der Vorflut (sekundliche Wassermenge) bei verschiedenen Wasserständen notwendig, insbesondere bei niedrigstem Niederwasser (NNW) (der bekannten geringsten Wassermenge) bei gewöhnlichem (jährlich eintretendem) Niederwasser (NW) und bei gewöhnlichen Mittelwasserständen, in selteneren Fällen auch bei höheren Wasserständen (Uferüberschwemmungen) sowie der entsprechenden Wassergeschwindigkeiten und Wassertiefen. Diese Ermittlung der betreffenden Daten erfolgt am sichersten durch die Fluß- bzw. Strombauverwaltungen oder durch entsprechende Zentralinstanzen¹⁾.

In Betracht zu ziehen sind die ungünstigsten Verhältnisse niedrigstes Niederwasser, mindestens aber gewöhnliches, alljährlich eintretendes Niederwasser.

Durch entsprechende Untersuchungen (s. unten) ist die Beschaffenheit des Vorfluters vor der beabsichtigten zentralen Abwassereinleitung festzustellen.

Vor der letzteren bedarf es ferner der Feststellung der Art der Verwendung des Flußwassers durch die unterhalb der Einleitungsstelle vorhandenen Angrenzer. In Betracht kommen in erster Linie Trinkwasserentnahme direkt oder indirekt (durch Brunnen entlang den Ufern), ferner industrielle Verwendung des Wassers, die Verwendung des Wassers für Badezwecke, für Viehtränkung, Fischzucht u. dgl. Diese Verhältnisse sind auf eine größere Erstreckung (in Preußen auf mindestens 15 km, vgl. [1])

1) Für Preußen: Königliche Landesanstalt für Gewässerkunde, Berlin.

unterhalb der Einleitungsstelle zu prüfen. Bei solchen gewerblichen Abwässern, welche erhebliche chemische Veränderungen des Flußwassers verursachen, müssen erheblich größere Flußstrecken berücksichtigt werden, gewöhnlich so weit, bis infolge Verdünnung durch weitere Nebenflüsse die fragliche Verunreinigung auf ein indifferentes Maß herabsinkt (z. B. Versalzungen).

Die Forderungen, welche im Interesse der Allgemeinheit an den Reinheitsgrad der geklärten Abwässer zu stellen sind, sind keine feststehenden, sondern von Fall zu Fall unter eingehender Prüfung der Gesamtverhältnisse festzusetzen. In der Regel bestimmt sich das Höchst- bzw. Mindestmaß nach den Forderungen, welche im Interesse der Gesundheitspflege gestellt werden müssen. Mit der Erfüllung der gesundheitlichen Forderungen wird zumeist allen billigen Ansprüchen an eine Abwasserklärung, die im hauswirtschaftlichen, landwirtschaftlichen, gewerblichen und fischereilichen Interesse zu stellen sind, von besonderen Fällen abgesehen, genügt.

Wenn der nach den gegebenen Verhältnissen zu fordernde Reinheitsgrad mit einem einfachen Verfahren erreicht werden kann, so ist es unberechtigt, eine weitergehende und kostspieligere Klärung zu fordern (vgl. [2]). Zweckmäßig wird von vornherein die Abwässerfrage des ganzen betreffenden Flußgebiets im Zusammenhang geregelt.

Maßgebend für den erforderlichen Reinheitsgrad im einzelnen ist zunächst das Verdünnungs- bzw. Verunreinigungsverhältnis der eingeleiteten Abwässer (zur Zeit des Maximalstundenabflusses) in bezug auf die Vorflut (Berechnung des Maximalstundenabflusses, während des Betriebes ergibt sich derselbe durch die registrierenden Messungen). Zweckmäßig wird, wo es sich ermöglichen läßt, die Ableitung der Abwässer auf eine möglichst große Tageszeit gleichmäßig verteilt (besonders bei kleineren Anlagen vielfach durchführbar). Bei ganz besonders günstigen Vorflutverhältnissen (Rhein, Elbe usw.) sind in Deutschland gut ausgebildete Rechenanlagen (s. Feinabsiebanlagen) als selbständige Kläreinrichtungen zugelassen bzw. vorgeschrieben worden, um Schmutzstoffe (insbesondere Fäzesteile) über einer bestimmten Größe (gewöhnlich 3 mm), welche für einzelne der oben erwähnten Verwendungsarten, wie Badezwecke usw., sowie für die Schiffsbevölkerung bedenklich werden können, von der Vorflut zurückzuhalten. Von einzelnen Städten, z. B. Dresden, Bremen usw. ist das Absiebnungsmaß von 3 mm freiwillig auf 2 mm herabgesetzt worden.

Einen rohen Anhaltspunkt für den erforderlichen Reinheitsgrad bei geringeren Verdünnungsgraden gibt bereits schon die Erwägung, daß normale häusliche Abwässer erst bei einer ca. 30fachen Verdünnung ihre Fäulnisfähigkeit verlieren. Da ferner die Vorflut meist an sich schon durch Oberlieger verunreinigt ist, was sich durch vorherige Untersuchung des Vorfluters ergibt, so ist für die Einleitung noch fäulnisfähiger (nur mechanisch gereinigter) Abwässer eine 30fache Verdünnung meist nicht genügend und je nach dem eine entsprechend höhere (mindestens ca. 50—60fache Verdünnung notwendig).

Vielfach ist selbst bei eingehender Prüfung der örtlichen Verhältnisse die Grenze für die Zulässigkeit mechanischer Reinigung allein schwer zu bestimmen; in solchen Fällen empfiehlt sich ein schrittweises Vorgehen, in der Weise, daß die Möglichkeit einer weitgehenden Reinigung von Anfang

an vorgesehen, ihre Ausführung jedoch erst von den Betriebsergebnissen bzw. der Einwirkung der Abwässer auf die Vorflut abhängig gemacht wird.

Von der weitergehenden Reinigung wird erwartet, daß die fäulnisfähigen Stoffe so weit abgebaut werden, daß das behandelte Abwasser nicht mehr fäulnisfähig ist.

Den verhältnismäßig sichersten Erfolg für eine derartige Reinigung, insbesondere wenn es sich um große Mengen handelt, bietet die Reinigung durch Verteilung auf ausreichenden Landflächen von geeigneter Beschaffenheit (Berieselung, intermittierende Bodenfiltration).

Fehlen derartige Landflächen, so kann die durch den natürlichen biologischen Prozeß, der Bodenbehandlung zu erzielende Reinigungswirkung in ähnlicher Weise, abgesehen von der Beeinflussung der Infektionsstoffe, durch das künstliche biologische Verfahren erreicht werden.

Über die Ausscheidung von Krankheitserregern aus geklärten Abflüssen s. unter XI (Desinfektion).

Untersuchung der Vorflut.

Die Beurteilung, ob ein im voraus ermittelter Reinheitsgrad ausreichend erscheint, kann nur auf Grund regelmäßiger sachverständiger Untersuchung der Abflüsse der Kläranlage und ihrer Einwirkung auf den Vorfluter (insbesondere bei Niederwasser) erfolgen.

Wichtig ist hierbei auch, daß die abfließenden Abwässer durch selbstregistrierende Meßvorrichtungen fortlaufend gemessen werden (bei Mischsystem auch die aus den Hauptnotauslässen austretenden Wässer).

Bei der Einleitung der Abwässer ist zu beachten, daß eine möglichst rasche vollständige Durchmischung mit dem Vorflutwasser erfolgt (am besten Einleitung im Stromstrich). Art und Umfang der Untersuchung der Vorflut richten sich nach dem speziellen Fall, insbesondere nach dem jeweiligen Klärverfahren. In physikalischer Hinsicht kommen insbesondere in Betracht: Temperatur, Farbe und Durchsichtigkeit. Die chemische Untersuchung ist je nach Bedarf auszudehnen auf Trockenrückstand, ungelöste Stoffe, Glührückstand, Chlor, Ammoniak, Oxydierbarkeit usw., außerdem treten als wichtige Untersuchungsmomente hinzu: die Bestimmung des Sauerstoffgehaltes und das elektrische Leitvermögen.

Die Bestimmung des im Wasser gelösten Sauerstoffs, die insbesondere in fischereilichem Interesse ist, erfolgt am besten nach der Winklerschen Titriermethode: Bei der Probeentnahme ist die Bestimmung der Luft- und Wassertemperatur und des Barometerstandes zu beachten.

Mit der Sauerstoffpipette werden in eine 250 ccm haltende vollständig gefüllte Flasche 3 ccm jodkaliumhaltige Natronlauge und 3 ccm Manganchloridlösung in den untersten Teil der Flasche eingeführt, so daß 6 ccm abfließen. Nach dem Umschütteln und vollständigen Absetzen des gebildeten Niederschlags erfolgt in derselben Weise Zusatz von 5 ccm konzentrierter Salzsäure. Die Titration erfolgt mit frisch bereiteter $\frac{1}{100}$ Normalnatriumthiosulfatlösung bis zur schwachen Gelbfärbung. Nach Zusatz einiger Tropfen löslicher Stärke wird die Titration bis zum Verschwinden der entstandenen Blaufärbung fortgesetzt. 1 ccm $\frac{1}{100}$ Normalnatriumthiosulfatlösung entspricht 0,0558 ccm oder 0,08 mg Sauerstoff.

Die Sauerstoffzehrung ergibt sich als Differenz des Sauerstoffgehaltes bei der Entnahme und dem nach längerer Aufbewahrung noch vorhandenen Sauerstoff.

Das elektrische Leitvermögen empfiehlt sich bei selbsttätiger fort-

laufender Registrierung desselben als Indikator für Veränderungen des Vorflutwassers bei stark wechselnder Inanspruchnahme der Vorflut (vgl. [3]) insbesondere durch industrielle Abwässer (Versalzungen).

Die bakteriologische Untersuchung der Vorflut empfiehlt sich als empfindlichstes Mittel zur Feststellung des Einflüßbereiches der Abwässer bei großen Verdünnungen.

Über die biologische Untersuchung des Vorflutwassers und namentlich auch des festsitzenden Materials (Schlamm, Boden, Uferbesatz), welche in der Fauna und Flora ein von der augenblicklichen Beschaffenheit des fließenden Wassers unabhängiges Durchschnittsbild von dem Zustand des Flusses bietet, vgl. Kolkwitz, Bd. II. Zweckmäßig erfolgt die Untersuchung und Kontrolle der Vorflut und der geklärten Abwässer, wie z. B. in England, durch eine Flußaufsichtsbehörde.

Literatur:

[1] Runderlaß an die Herren Regierungspräsidenten vom 30. März 1896.

[2] Schmidtman, Vierteljahrsschrift für gerichtliche Medizin und öffentl. Sanitätswesen, 3. Folge, XXXV, 2, 1908.

[3] Spitta u. Pleißner, Neuere Hilfsmittel für die hygienische Beurteilung und Kontrolle von Wässern. Arbeiten aus dem Kaiserlichen Gesundheitsamt, Bd. XXX, Heft 3, Berlin 1909.

II. Absiebanlagen.

Der Zweck derselben ist, aus Abwässern Schmutzstoffe bis zu einer bestimmten Volumgröße der einzelnen Schmutzteile herabgehend abzufangen. Die Rückstände des „Rechengut“ bestehen hauptsächlich aus folgenden Stoffen: Fäkalien, Klosettpapier, Küchenabfällen, Obstresten, Holzteilen, insbesondere Streichhölzern, Lumpen, Haare, Fäden und Fasern usw., sowie Algen und Pilzen aus dem Kanalnetz.

Die Absiebung kann entweder als Hilfsmittel kombiniert mit anderen Klärverfahren, gewöhnlich als ein Teil der Vorreinigung der letzteren oder aber in bestimmten Fällen als selbständiges alleiniges Klärverfahren (s. I.) auftreten.

Im ersten Falle wird meist nur eine gröbere Absiebung, selten kleiner als 1 cm bezweckt, um solche Schmutzkörper fernzuhalten, die bei der weiteren Behandlung des Abwassers (z. B. künstliche Hebung des Abwassers durch Pumpen) oder bei der Förderung und Behandlung des bei der weiteren Klärung anfallenden Schlammes nachteilig sein könnten. Man bezeichnet diese Gruppe auch als Grobreiniger.

Im zweiten Falle Absiebanlage als alleiniges Klärverfahren wird (s. I.) meist eine möglichst weitgehende Absiebung (bis 3, vielfach auch bis 2 und 1 mm herabgehend) erforderlich. Man bezeichnet diese Gruppe auch als Feinreiniger.

Selbstverständlich wird der Effekt solcher Feinreiniger (s. unten) um so günstiger sein, je weniger die genannten Stoffe auf ihrem Transportwege bis zur Absiebanlage zertrümmert bzw. aufgelöst sind. Absiebanlagen, die möglichst viel Schmutzstoffe aus dem Abwasser entfernen sollen, werden deshalb zweckmäßig möglichst nahe bei der Stadt angeordnet.

In bestimmten Fällen, wenn z. B. das Rechengut noch besonderen Wert aufweist, wie z. B. bei einzelnen gewerblichen Anlagen, können auch Feinreinerer weiteren Behandlungsmethoden vorgeschaltet werden (z. B. Fasernfänger, s. unten).

Allgemeine Anordnung von Rechen(Sieb)anlagen.

Hierfür kommen zunächst folgende Gesichtspunkte in Betracht:

Anordnung leicht zugänglicher, der Art der Anlage angepaßter Gerinne für die Aufnahme derselben.

Anordnung der Bedienungsflächen möglichst wenig über dem höchsten Abwasserspiegel zur Vereinfachung der Konstruktion und des Betriebs der Anlage.

Bei größeren Anlagen ist eine Gliederung in zwei oder mehrere selbständige Teile in besonderen durch Schützenabschlüsse ausschaltbaren Gerinnen zweckmäßig (für Reserve, Reparatur usw.).

Zur Erleichterung des Aufschwimmens der Schmutzstoffe ist im allgemeinen eine Schrägstellung bzw. eine flache Anordnung der Rechen(Sieb)flächen günstig. Während bei Grobrechen eine lebhafte Wasserbewegung bisweilen von Vorteil ist, empfiehlt sich bei Feinsieben eine geringe Wassergeschwindigkeit, um ein möglichst loses Auflagern der Schmutzstoffe zu erzielen.

Grobrechen werden im allgemeinen vor dem Sandfange angeordnet oder mit letzterem verbunden, während Feinsiebe gewöhnlich hinter den Sandfang gelegt werden.

Bei Feinabsiebung, insbesondere mit maschineller Abstreichung, empfiehlt sich meistens die Vorschaltung von Grobrechen; eine weitere Abstufung der Absiebungsmasse durch Zwischenrechen ist im allgemeinen nicht erforderlich.

Üblich sind folgende Konstruktionen:

Stabrechen aus Rundstäben (nur für Grobrechen),

Stabrechen aus Flacheisen oder Profilstäben (für Grob- und Feinreinerer).

Profilstäbe, bei denen die Zwischenräume auf der hinteren Rechenseite erheblich größer werden und so die Gefahr des Festklemmens der Stoffe reduziert wird, verdienen den Vorzug vor Flacheisen usw.

Hauptsächlich für Feinreinerer kommen ferner in Betracht:

Netzwerke. Sie bedürfen besonders wirksamer Vorrichtungen für ihre Reinigung (s. unten), da letztere durch die rauhe Oberfläche erschwert wird.

Drahtharfen. Rahmen mit parallel gespannten Drähten haben den Nachteil, daß die Drähte ihre gegenseitige Entfernung beim Abstreichen verändern können.

Siebbleche haben den Vorteil, daß sie eine glatte Abstreichfläche gewähren; die geringe Blechstärke vermindert ein Haftenbleiben der Stoffe in den Schlitten. Besser als gestanzte Siebe sind solche mit besonders ausgefrästen, in der Abflußrichtung sich erweiternden Schlitten.

Wie bereits aus dem Vorstehenden ersichtlich, sind Rechenkonstruktionen und die Abstreichvorrichtungen für dieselben voneinander abhängig. Bei Stabrechen von größerer Stabweite, ca. 2 cm und mehr, genügen für die Reinigung einfache Kratzer, bei einer Stabentfernung von 1—2 cm be-

sonders gearbeitete Kämme, deren Zähne die einzelnen Zwischenräume nahezu erfüllen. Bei Rechen und Sieben von geringerer Schlitzbreite als 1 cm eignen sich Gummischieber, Bürsten aus Stahldraht oder kurzhaarigen Schweinsborsten; bei Netzwerken, bei denen die Schmutzstoffe in den Maschen fester anhaften, eignen sich für die Reinigung derselben Vorrichtungen mittels Druckluft oder Druckwasser (Abblasen, Abspülen oder Kombinationen derselben).

Das Reinigen durch Abkratzen, Abstreichen u. dgl. erfolgt bei den älteren Konstruktionen meist unter Wasser, bei neueren dagegen zweckmäßigerweise über Wasser. Bei der ersten Anordnung werden die Schmutzstoffe z. T. zertrümmert und durch die Rechenschlitze durchgedrückt.

Bei Grobrechen ist dieser Umstand ohne Belang, bei selbständigen Feinabsiebanlagen dagegen ist das Abstreichen unter Wasser in jedem Falle nachteilig, da die durchgedrückten Schmutzstoffe den Kläreffekt verschlechtern.

Für solche Anlagen wird deshalb mit Recht ein Abstreichen über Wasser seitens der Behörden verlangt.

Im allgemeinen lassen sich die ausgeführten Anlagen, sowohl Grobreiniger wie Feinreiniger, in konstruktiver Hinsicht in folgende Gruppen zusammenfassen:

1. Feststehende, 2. periodisch (nur für die Abstreichung) bewegte und 3. kontinuierlich bewegte Absieblflächen.

Die Abstreichung bzw. die Reinigung kann je nach der Größe der Anlage von Hand oder maschinell erfolgen.

Bei kleineren und mittleren Kläranlagen wenigstens ist man der Kosten wegen und um die Wartung der Anlage möglichst einfach zu halten bestrebt, Maschinenanlagen mit Motorantrieb so weit wie möglich zu vermeiden. Die Erfahrung hat auch gezeigt, daß es möglich ist, bei derartigen Anlagen mit Handreinigung (wenigstens für Grobsiebe) auszukommen.

Bei größeren Abwassermengen und insbesondere bei Feinabsiebung sind maschinelle Anlagen kaum zu umgehen.

1. Feststehende Absieblflächen.

Bei Handreinigung eignen sich dieselben nur als Grobrechen für nicht zu große Abwassermengen in leicht zugänglichen Gerinnen. Um die Handreinigung mittels Abharkens nicht zu beschwerlich zu gestalten, empfehlen

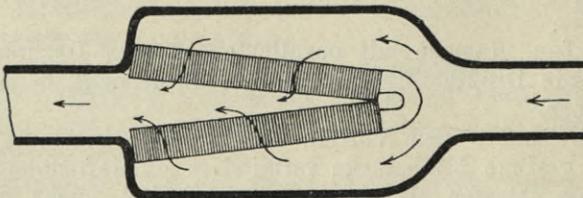


Fig. 1.

sich Maßnahmen derart, daß die Reinigungsvornahme nur in Perioden von einigen Stunden erforderlich wird, d. h. dementsprechend die Absieblflächen groß genug zu wählen. Das letztere läßt sich z. B. erreichen durch Anord-

nung der Siebflächen ungefähr parallel zur Abwasserflußrichtung (Fig. 1) oder durch Anordnung verschiedener Gerinne.

Bei größeren Abwassermengen ist, wie gesagt, die Reinigung von Hand selbst bei Grobrechen unrationell, weil zu kostspielig.

Die maschinelle Abstreichkonstruktion kann darin bestehen, daß ent-

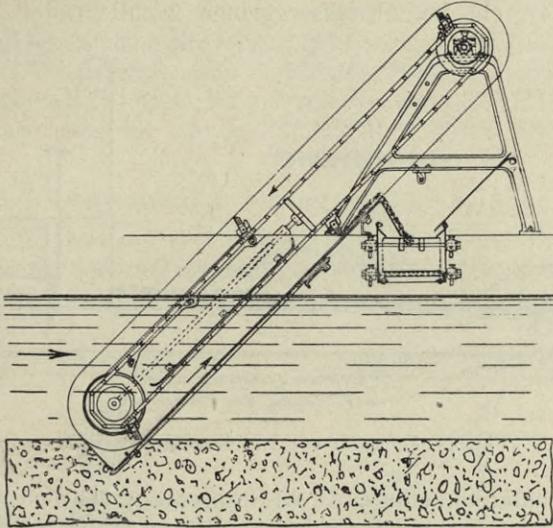


Fig. 2. Kölner Rechen (nach Steuernagel).

weder Käbme, Bürsten usw. (je nach der Staböffnung) mittels Ketten und Rollen über die ebenen Rechenflächen geführt werden (Fig. 2) oder durch feste Abstreicher (bei runder Rechenfläche), welche am besten außerhalb des Abwassers drehbar gelagert sind (Fig. 3, Düsseldorfer Rechen). Die erste Anordnung zeigen die Anlagen von Manchester, Clichy bei Paris, Köln usw.

Ist genügendes Gefälle vorhanden, so kann auch die von Baurat Schultz in Posen vorgeschlagene Anordnung Platz greifen, bei welcher der Abstreicher als Stoßrad ausgebildet, welches von der Wasserwelle angetrieben wird. Wegen des oben erwähnten Nachteils des Abstreichens unter Wasser können die erwähnten Konstruktionen feststehender Rechen nur noch für Grobrechen angewandt werden.

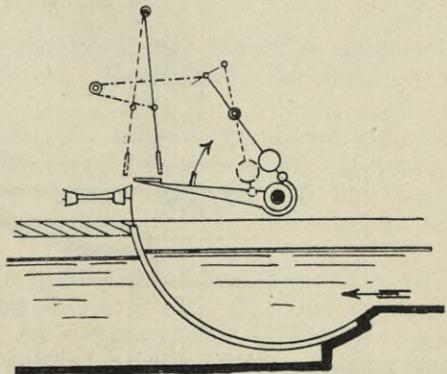


Fig. 3.

2. Periodisch bewegte Absiebflächen.

Die Flächen werden ebenfalls zweckmäßig für Reinigungsperioden von einigen Stunden bemessen. Ist die im Abwasser still ruhende Siebfläche

mit Schwimmstoffen bis zur Aufstaugrenze bedeckt, so wird dieselbe teilweise oder ganz aus dem Abwasser herausbewegt, um die Reinigung außerhalb des Wassers wesentlich einfacher und leichter durchführen zu können, insbesondere bei Zuhilfenahme von Druckwasser zum Abspritzen der Flächen usw.

Eine Vorrichtung mit teilweiser Beweglichkeit ist das Rothesche Fangsieb (Fig. 4), ein im Abwassergerinne flachliegender, während des

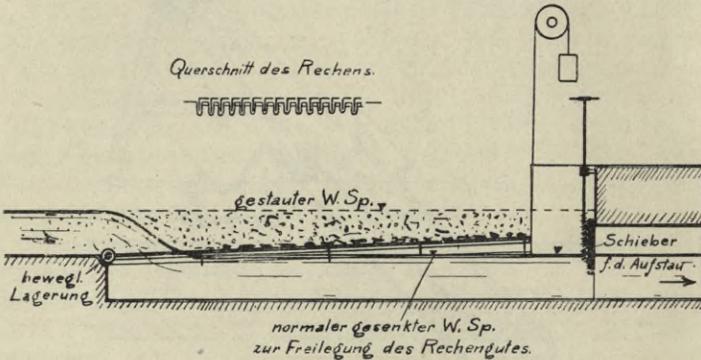


Fig. 4. Fangsieb von Rothe & Co., Berlin.

Betriebes vollständig überstauter Profil-Staffrechen; das dem Abwasserzufluß zugekehrte Ende ist beweglich gelagert. Die im Stau über der Fläche sich

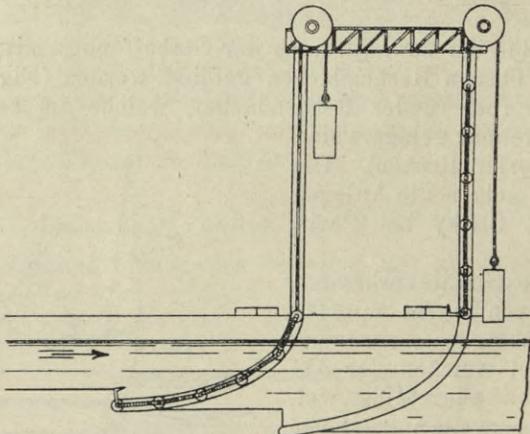


Fig. 5.

ansammelnden Stoffe werden bei der Aufbewegung des beweglichen Endes auf der Fläche entlang gespült, bis sie sich am hinteren Ende der Siebfläche ansammeln, von wo sie über Wasser abgekehrt oder abgeschoben werden können.

Werden, wie oben erwähnt, Siebflächen ganz aus dem Abwasser gehoben, so muß notwendig das betreffende Gerinne entweder durch Schützen abgeschlossen werden können; besser wird eine zweite Absiebfläche hinter

der ersten angeordnet. Derartige doppelte Konstruktionen sind notwendig bei den Kipprechen, bei welchen die Rechenflächen um irgendeine Drehachse ganz aus dem Abwasser herausbewegt werden, sowie bei Sieben, die mittels Rollen in Führungsschienen aus dem Abwasser hochgezogen werden (Fig. 5). Das Gewicht der vollgelagerten Absiebfläche sowie die Reibungswiderstände werden durch Gegengewichte ausgeglichen, um den Handbetrieb zu erleichtern.

Der Flügelrechen von Schneppendahl vereinfacht die Arbeitsweise des Aufziehens und Wiedereinsetzens der Rechenflächen, in dem hier die einzelnen Rechenflächen zu einem Flügelrade verbunden sind, so daß bei jedem Stand des Rechenrades der Abwasserquerschnitt geschlossen wird.

3. Kontinuierlich bewegte Absiebflächen.

Bei größeren Abwassermengen erfordert sowohl die Freihaltung einer genügenden Durchflußöffnung als insbesondere die Abstreichung über Wasser eine entsprechende kontinuierliche Bewegung des Siebs durch motorischen

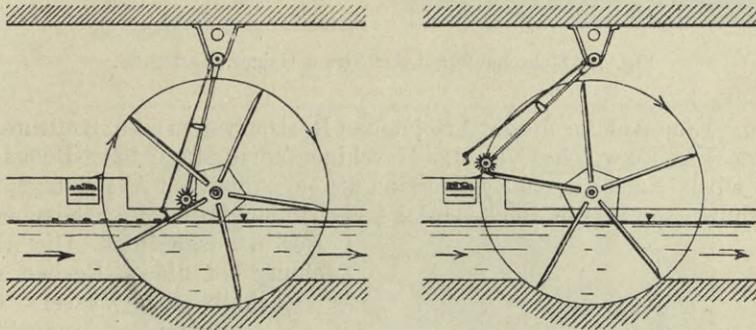


Fig. 6. Frankfurter Rechen (schematisch).

Betrieb des letzteren sowie der Abstreichvorrichtung. Derartige maschinell bewegte Rechen können als Flügelrechen, Bandrechen, Scheibenrechen, Trommelrechen usw. gestaltet werden.

Zunächst lag es nahe, von den unter 2. aufgeführten Konstruktionen auszugehen und sie mit maschinell über Wasser angeordneten Abstreichvorrichtungen zu versehen. Eine derartige Konstruktion ist z. B. der sogen. „Frankfurter Rechen“, ein Schneppendahlscher Rechen mit maschineller Abstreichvorrichtung (s. Fig. 6).

Ein Flügelradrechen ist ferner das neue Siebschaufelrad (Patent Geiger, Karlsruhe) der Versuchsanlage in Straßburg i. E. (Fig. 7). Die einzelnen Rechenflügel sind gewölbt und werden durch bewegliche, in den einzelnen Feldern angeordnete Abstreicher über Wasser nach einem in der horizontalen hohlen Radwelle einmontiertem Transportband abgestrichen.

Bei zunehmender Wassertiefe insbesondere ist es bisweilen von Vorteil, die Rechenfläche als endloses über zwei Drehkörper geschlossenes Band anzuordnen; von den letzteren befindet sich der eine über dem Abwasser, während der zweite im Abwasser dicht über der Sohle des Gerinnes läuft. Die Siebflächen selbst können aus nachgiebigen elastischen Siebflächen, z. B.

aus Drahtnetzen, bestehen, wenn ein hoher Aufstau und ein entsprechender Wasserdruck nicht zu befürchten ist.

Ist ein stabileres Rechenband erforderlich, so wird das endlose Band als „Gelenkkette“ ausgebildet, deren einzelne Glieder aus Stabrechenfeldern

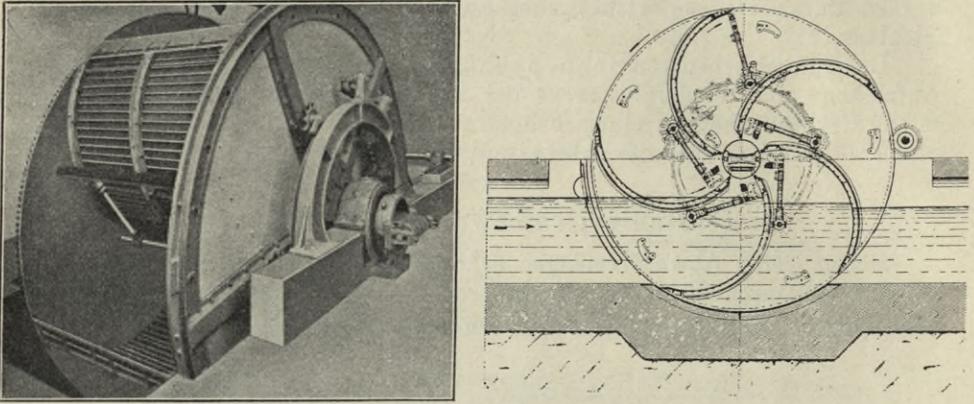


Fig. 7. Siebschaufelrad der Firma Geiger, Karlsruhe.

bestehen. Eine Anlage dieser Art ist das Rechensystem von Brunotte in Hamburg (Fig. 8), welches von der Maschinenfabrik Magdeburg-Buckau ausgeführt wird. Nach diesem System sind die selbständigen Absiebanlagen in Hamburg sowie die Rechenanlage der Pumpstation in Schöneberg bei Berlin ausgebildet. Die Abstreichung bei diesen Rechen erfolgt außerhalb des Wassers mittels eines bewegten Reinigungskammes der so (gewöhnlich elektrisch) gesteuert wird, daß er bei jedem Rechenglied aus- und eingreift.

Neuerdings sind verschiedentlich Scheibenrechen als verbesserte sogen. „Separatorscheiben“ von Riensch durch die Maschinenfabrik Wurl-Berlin-Weißensee zur Ausführung gelangt. Die aus Siebblech oder gefrästen Siebplatten bestehende (wie in Fig. 9 ersichtlich) versteifte Scheibe ist unter flachem Winkel im Abwassergerinne dicht an dasselbe anschließend angeordnet. Die Abstreichung der

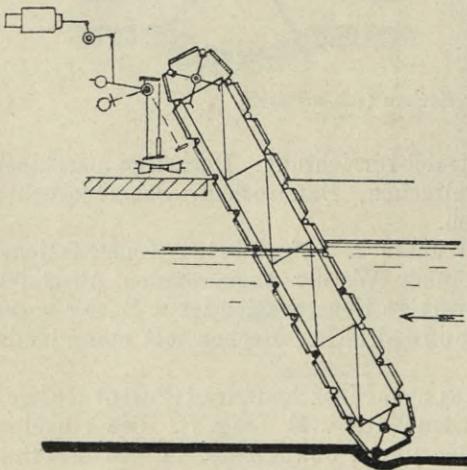


Fig. 8. Rechensystem Brunotte, Maschinenfabrik Magdeburg-Buckau.

Scheibe erfolgt mittels Bürstenrads (diejenige des aufrechtstehenden Versteifungssiebs mittels besonderer Bürstenwelle) dessen Bürsten „geschleppt“ werden, damit sie stets dicht aufliegen. Derartige Scheiben sind in Bremen, Graudenz, Dirschau, Dresden usw. gewählt. Die Ausbildung und Anord-

Mittel bewirkt wurde. Die Siebreinigung erfolgt mittels Gebläseluft. Nach Maßgabe des erwähnten mit Erfolg behandelten Abwassers ist anzunehmen, daß derartige Apparate im Prinzip sich auch für städtisches Abwasser verwenden lassen.

Gegenüber den oben erwähnten rotierenden Anlagen, die bei den seither gewählten großen Abmessungen nur eine geringe Umfangsgeschwindigkeit (ca. 10 cm/sec.) besitzen, zeigt der erwähnte Apparat, daß auch kleinere Apparate mit größeren Umfangsgeschwindigkeiten (bis 20 oder 30 cm/sec.) durchführbar sind, welche Apparate billiger und relativ leistungsfähiger werden.

Bemessung der Absiebflächen.

Über die günstigsten Verhältnisse in bezug auf Größe der eingetauchten Siebfläche und Umdrehungsgeschwindigkeit, die naturgemäß auch von der Abwasserbeschaffenheit im einzelnen Falle abhängen, liegen im übrigen noch keine abgeschlossenen Untersuchungen vor.

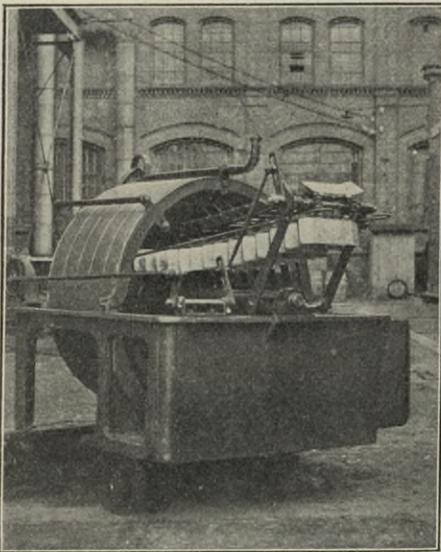


Fig. 10. „Fasernfänger“ von A. & A. Lehmann, Niederschönweide-Berlin.

Allgemein ist erforderlich, daß die freie Durchflußfläche einer im Abwasser feststehenden (periodisch oder kontinuierlich abgestrichenen) oder durch letzteres in der Zeiteinheit bewegten Siebfläche so groß bemessen wird, daß durch die Auflagerung der vom Abwasser in der entsprechenden Zeit mitgeführten maximalen Schmutzstoffmenge (über dem Absiebungmaß) und der dadurch bedingten Verringerung der freien Durchflußfläche kein schädlicher Aufstau entsteht.

Am besten werden die Grundlagen für die Bemessung im einzelnen Fall durch praktische Versuche ermittelt.

Im allgemeinen läßt sich sagen, daß kontinuierlich bewegte Rechen ungleich leistungsfähiger sind als feststehende (vgl. [3]).

Das abgestrichene Rechengut wird gewöhnlich kompostiert. Wo hierzu die Möglichkeit fehlt, empfiehlt sich, wie in Amerika vielfach üblich, das preßfähige Rechengut in kleinen Pressen zu verdichten und die Preßkuchen durch Verbrennen in der Feuerung der Maschinenanlage unschädlich zu machen.

Der Wassergehalt des Rechenguts beträgt 82 bis 85 Proz.

Zertrümmerungsanlagen.

Vielfach erfolgt eine Absiebung nur zu dem Zwecke, die zurückgehaltenen Stoffe zu zerkleinern, um ihre Passage durch die weiteren Ableitungsanlagen (Pumpen, Rohrleitungen usw.) zu ermöglichen, oder eine Abfuhr derselben zu ersparen. Die Zertrümmerung erfolgt bei kleinen Anlagen mittels

Druckwasser; bei großen durch besondere Maschinen (Quetsch- und Schneidwalzen), z. B. in der Pumpstation des Radialsystems XI in Berlin.

Effekt der Absiebung.

Der eigentliche Absiebungseffekt einer bestimmten Absiebungsanlage wird wie nachstehend unter 3. ermittelt.

Die absoluten überhaupt ausscheidbaren Mengen bei bestimmter Schlitzbreite hängen (abgesehen von der Zerkleinerung durch die Rechenanlage selbst) ab von der jeweiligen Beschaffenheit des Abwassers und seines Transportwegs bis zur Anlage.

Die Effekte verschiedener Anlagen lassen sich deshalb nicht direkt in Vergleich bringen (vgl. [4]). Nach Schmidtman [5] beträgt z. B. der Effekt der Absiebungsanlagen (auf 3 mm) von Düsseldorf 0,04, von Köln 0,05 l pro Kopf und Tag.

Bei der Dresdner Versuchsanlage (Abwasser ohne Fäkalien) wurden nach Klette [6] bei 2 mm Absiebung (Rienschscheibe) nur 0,015 bis 0,022 l pro Kopf und Tag erhalten. Bei kürzerem Transportwege kann der Effekt ein mehrfach größerer sein, so werden z. B. durch die Rechenanlage der mitten im Entwässerungsgebiet gelegenen Pumpstation von Schöneberg bei Berlin bei 1,5 cm Stabweite, bereits 0,05 l pro Kopf und Tag ausgeschieden.

Bei der Abscheidung von Wollfasern stellte Zahn [2] bei 1 mm Absiebung eine Abnahme der Suspensionen von 67 Proz. fest.

Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle.

1. Fortlaufende Messung und Wägung des abgefangenen Rechenguts (bei registrierter Abwassermessung), Bestimmung des Wassergehalts des letzteren.
2. Prüfung der Siebflächen (auch der Rückseiten) auf genügende Reinhaltung durch die Abstreichvorrichtungen usw.
3. Feststellung des Absiebungseffekts durch periodische Bestimmung der Mengen der das Absiebungsmaß übersteigenden Suspensionen des Abwassers im Rechengerinne vor und hinter der Rechenanlage durch Absiebung genügend großer Durchschnittsproben mittels entsprechender Siebsätze.
4. Kontrolle der Behandlung bzw. Abfuhr des Rechengutes.
5. Beschränkung des Kontakts zwischen Rechengut und Bedienungsmannschaft auf ein Minimum.

Literatur:

- [1] Jastrow, Maschinelle Abwasserreiniger Dr.-Diss. Berlin 1908.
 [2] Reichle u. Zahn, Mitteilungen aus der Königlichen Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwässerbeseitigung 1908, Heft 10.
 [3] Metzger, Versuche zur Vorreinigung städtischer Abwässer in engmaschigen Sieben. Techn. Gemeindeblatt 1906/07, S. 73.
 [4] Schiele, Wasser und Abwasser Nr. 1, Bd. I, Berlin 1909.
 [5] Schmidtman, Vierteljahrshr. für gerichtl. Medizin und öffentl. San.-Wesen. 3. Folge, XXXV, 2, 1908.
 [6] Klette, Betriebsergebnisse der Versuchsreinigungsanlage der Stadt Dresden. Gesundheit 1907, Nr. 22.

III. Sedimentationsanlagen.

Die Frage, ob vor der Sedimentation der leichteren (organischen) Schmutzstoffe eine vorherige Abfangung der schweren mineralischen, des Sandes einzurichten ist, hängt (wie die oben angezogene Frage einer vorherigen Absiebung der Abwässer) von der Art der Entfernung des Schlammes aus ersteren und seiner weiteren Behandlung ab. Sie ist meist zweckmäßig, weil das von groben Stoffen befreite Abwasser gleichmäßiger sedimentiert und weil vor allem der verschiedene Wassergehalt der im Sandfang (76 Proz.) und an den Rechen (82—85 Proz.) gewonnenen Rückstände die getrennte Gewinnung in bezug auf die Beseitigung derselben vorteilhaft ist.

a) Sandfänge.

Bei Abwässern aus Mischsystem insbesondere, welche bei Regen erhebliche Sandmengen mit sich führen, wird es notwendig, diesen Sand

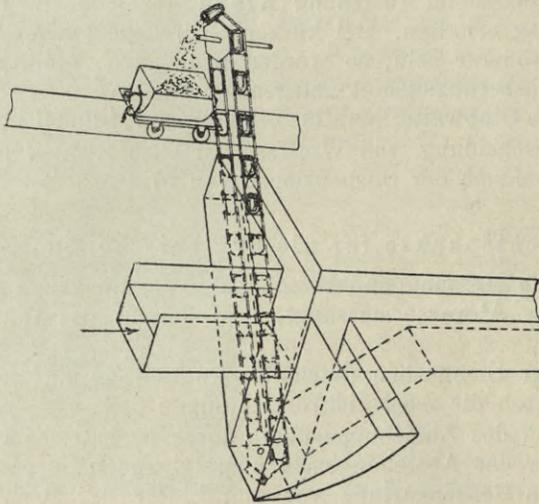


Fig. 11. Sandfang mit Bagger (schematisch).

vor der weiteren Behandlung der Abwässer abzufangen. Das letztere folgt durch Verlangsamung der Wassergeschwindigkeit auf mindestens 2 cm pro Sekunde durch entsprechende Vertiefung eventuell auch Verbreiterung des Zulaufgerinnes. Die Sohlenunterbrechung wird mit Vorteil möglichst steil und unvermittelt in der Weise angeordnet (s. Fig. 11), daß der Sand, durch die Sohlenvertiefung zum Absinken veranlaßt, nicht das Auslaufende erreichen kann. Im übrigen empfiehlt es sich, die Wassergeschwindigkeit, um das Ausfallen von organischen Schmutzstoffen zu verhüten, nicht kleiner zu wählen, als es eben die Sandabscheidung erfordert.

Zur Bemessung der Größe des Sandfangs ist eine ungefähre Schätzung der zu erwartenden Sandmengen erforderlich. Für kleine Sandfänge genügen bisweilen herausnehmbare Sandeimer oder Entfernung des Sandes mittels Baggerschaufel oder durch von Hand angetriebene Becherwerke. Bei größeren Anlagen, wo für andere Zwecke (Schlammumpen usw.) motorischer Antrieb

bereits benötigt wird, ordnet man maschinell angetriebene Sandbagger (Paternosterwerke) in der Weise an, daß das Baggergut mittels Schüttrinne direkt in die Abfuhrwagen ausgeworfen wird.

Vor dem Sandfang wird gewöhnlich ein Grobrechen auch deswegen angeordnet, um Schwimmstoffe zurückzuhalten, die das Getriebe der Baggervorrichtung schädigen könnten. Mit Vorteil wird bisweilen auch der Bagger-schlitz quer zur Abflußrichtung angeordnet (s. Fig. 11). In jedem Fall ist erforderlich, daß die Baggerleiter aus dem Sandfang hoch bewegt werden kann, zwecks Vornahme von Reinigungen und Reparaturen, insbesondere an dem unteren Drehkörper.

Läßt es sich, wie z. B. bei großen Sandfängen von Pumpstationen nicht vermeiden, daß auch Schlamm zum Absitzen gelangt, dessen Anfall und Abfuhr in Wohngebieten unerwünscht ist, so empfiehlt es sich, letzteren vor der Baggerung durch Druckwasser auszuspülen.

Die Sedimentation der suspendierten (organischen) Stoffe.

Um die suspendierten Schmutzstoffe, die nach vorheriger Sandabfangung gewöhnlich zum größten Teil aus organischen Stoffen bestehen, zum Absitzen zu bringen, muß die Wassergeschwindigkeit noch weiter, je nach dem zu erzielenden Effekt bis auf wenige mm/sec verlangsamt werden. Zwar hängt die Ausscheidung der suspendierten Stoffe nicht lediglich von der Wassergeschwindigkeit allein ab, wie weiter unten noch näher auszuführen ist. Selbst bei absoluter Ruhe des zu sedimentierenden Abwassers gelingt es nicht, hierdurch allein die gesamten suspendierten Stoffe zur Ausscheidung zu bringen. Die allerfeinsten Suspensionen bleiben schwebend im Abwasser und folgen nicht dem Gesetze der Schwere, sie lassen sich höchstens noch durch Zuhilfenahme der Attraktion und Adhäsion an eingebrachten Flächen zum Teil reduzieren.

Bei der Sedimentation wird als Endziel eine möglichst ausgesprochene Scheidung des Abwassers in eine Sinkschicht und in eine Schwimmschicht angestrebt, zwischen welchen das eigentliche geklärte Abwasser sich befindet.

Bei den reinen Sedimentieranlagen wird nur eine Ausscheidung der suspendierten Stoffe bezweckt, in seiner übrigen Beschaffenheit soll das Abwasser möglichst unverändert die Anlage wieder verlassen.

Die Bildung einer Schwimmschicht wird bisweilen (bei besonderen Konstruktionen und Betriebsverhältnissen — Fettfänger —) erreicht, dagegen bildet sich in jedem Falle eine Sinkschicht. Die Schwimmschicht zeigt bei reinen Sedimentieranlagen nur ein geringes Wachstum (am stärksten bei Fettfängern), ihre Entfernung ist gewöhnlich einfach zu bewirken.

Anders verhält sich die Sinkschicht. Im abgesetzten Schlamm treten nach einer gewissen Zeit Fäulnisercheinungen ein, die sich durch Aufsteigen von Gasblasen anzeigen. Bei zunehmender Gasentwicklung werden Schlammfladen mit hochgerissen und dadurch die Sedimentation des Abwassers selbst gestört. Für eine Sedimentieranlage ist es also von größter Wichtigkeit, daß die Sinkschicht aus derselben entfernt wird, sobald die erwähnten Veränderungen des Schlammes einzutreten beginnen.

Bezeichnet M die sekundliche Zufußmenge, Q einen mittleren wirksamen Querschnitt senkrecht zur Durchflußrichtung gemessen, so ist die sekundliche Geschwindigkeit $v = M/Q$. Bezeichnet ferner l die Durchflußlänge

einer Absitzanlage, so ist die Durchflußzeit $t = l/v = \frac{l \cdot Q}{M}$. Das Produkt $l \cdot Q$ stellt den wirksamen Inhalt der Sedimentieranlage dar. Die Sedimentierdauer t , welche hauptsächlich (s. u.) für den Kläreffekt maßgebend ist, stellt sich also als eine Funktion des wirksamen Inhaltes der Sedimentieranlage dar.

Die Wasserbewegung vom Zulaufgerinne in die Absitzanlage (die Bewegung innerhalb letzterer bei veränderlichem Querschnitt) sowie die Wasserbewegung im Abfluß aus der Sedimentieranlage vollzieht sich nach den Gesetzen der ungleichförmigen Wasserbewegung. Das wichtigste Moment derselben ist die Stetigkeit des Übergangs von der einen Bewegungsgeschwindigkeit in die andere.

Als wirksame Abmessungen (in bezug auf die Sedimentation des Abwassers selbst) können nur diejenigen gelten, innerhalb welcher dieser stetige Übergang gewährleistet ist.

Nach der vorwiegenden Durchflußrichtung des Wassers lassen sich die Sedimentieranlagen einteilen in solche mit vorwiegend horizontaler Wasserbewegung, wie sie bei Becken stattfindet und solche mit vorwiegend auf- und absteigender Wasserbewegung, welche wir als Kennzeichen der Brunnen-(Turm-)Klärung festhalten wollen.

Die Bewegung der suspendierten Stoffe (mit Ausnahme der allerfeinsten Suspensionen) erfolgt, wie erwähnt, bei wirbelfreier Gesamtwasserbewegung, nach den Gesetzen der Schwerkraft, also abwärts.

Bei vorwiegend horizontaler Wasserbewegung erfahren die absinkenden Schmutzstoffe durch die Schwerkraft eine Ablenkung; sie beschreiben flache Parabeln. Schwerere kompaktere Schmutzteilchen werden naturgemäß früher zu Boden sinken, als die feineren und leichteren, und da ferner die feineren Schmutzteilchen ein größeres Wasserbindungsvermögen aufweisen, als die gröberen (s. oben), so wird der Wassergehalt des anfallenden Schlammes gegen den Beckenablauf hin zunehmen. Je kleiner die Wassergeschwindigkeit, desto mehr wird sich die Hauptschlammenge gegen den Einlauf hin gruppieren.

Bei aufsteigender Wasserbewegung wirkt die Wassergeschwindigkeit den absinkenden Stoffen zum Teil entgegen. Damit die Sedimentation hierdurch nicht zu sehr beeinflusst wird, muß man die aufsteigende Wassergeschwindigkeit möglichst gering wählen, gewöhnlich nicht über wenige Millimeter pro Sekunde. Andererseits scheinen alsdann die absinkenden Stoffe auf die aufsteigenden einen günstigen Einfluß insofern auszuüben, indem sich Schmutzteilchen zum Teil vereinigen und die so vergrößerten Suspensionen leichter absinken. Zur vollständigen Aufklärung dieses Punktes bedarf es jedoch noch entsprechender Versuche. In gewissen Fällen nimmt man auch Zusätze zum Abwasser zu Hilfe, die als Beschwerungsmittel das Gewicht der einzelnen Schmutzteilchen vergrößern und dadurch die Sedimentation begünstigen (s. Fällungsanlagen).

Bei vorwiegend absteigender Wasserbewegung im Sedimentierraum ist, da hier die Richtungen der Schwerkraft und Wasserbewegung zusammenfallen (falls die Zone, in welcher die Richtungsänderung der Wasserbewegung erfolgt, richtig konstruiert ist) die Abtrennung der Suspensionen ebenfalls eine günstige.

Sämtliche Sedimentieranlagen sind derart anzuordnen, daß durch das eintretende Abwasser weder die Schwimmschicht noch die Sinkschicht so

getroffen werden, daß durch Aufwirbelung derselben die genannten gestört oder zum Teil mitgeführt werden. Dementsprechend sind auch die Abflüsse aus den Sedimentieranlagen zu gestalten. Besondere Aufmerksamkeit erfordert die Gestaltung der Ein- und Ableitungen bei größeren Temperaturveränderungen im Abwasser, um schädliche Strömungen zu verhindern. Über die allgemeine Anordnung von Sedimentationsanlagen in bezug auf Desinfektion (s. letztere).

Um über die Sedimentationsverhältnisse des zu behandelnden Abwassers einen Anhaltspunkt oder im späteren Betrieb einen Vergleichsmaßstab zu gewinnen, werden genügend große Durchschnittsproben des betreffenden Abwassers in graduierten (im unteren Teil verengten) Standzylindern, nachdem die Wirbelbewegungen des eingefüllten Abwassers abgedämpft worden sind, der Sedimentation unterworfen und letztere während einiger Stunden beobachtet. Für die Bestimmung der Abnahme der Suspensionen im Abwasser auf chemischem Wege kann man in der Weise verfahren, daß ein höheres Standgefäß verwendet wird (bei Becken zweckmäßig eine der mittleren Wassertiefe derselben entsprechenden Höhe), aus welchem in verschiedenen Zeitabständen Proben des sedimentierten Abwassers mittels Auslaßhähnen in entsprechender Tiefe entnommen und untersucht werden können (s. das bei dem Kölner Versuch benutzte Gefäß Fig. 12). Zweckmäßig werden für bestimmte Beobachtungszeiten der Anfall bzw. die Abnahme der suspendierten Stoffe graphisch aufgetragen, wodurch man die Sedimentverhältnisse des betreffenden Abwassers als Sedimentierkurve erhält (s. unten). Sobald nach längerer Ruhe (6–10 Stunden) keine Abnahme der Suspensionen mehr festzustellen ist, ist die Grenze der Sedimentation erreicht; die im Abwasser noch vorhandenen praktisch nicht ausscheidbaren suspendierten Stoffe sind bei der Beurteilung des Effektes zu berücksichtigen.

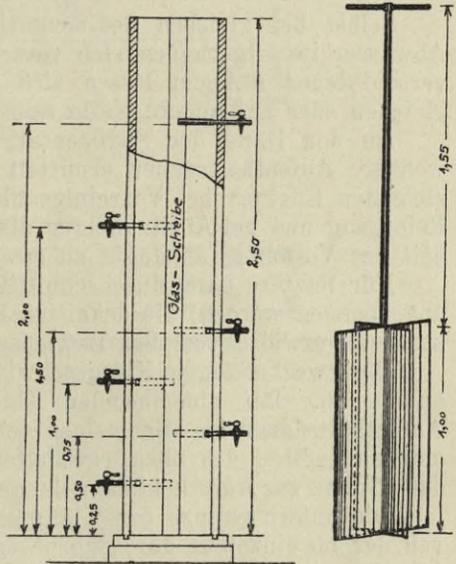


Fig. 12. Stehgefäß für Sedimentationsproben (Kölner Versuche).

Den wichtigsten Faktor für letztere bildet die genaue Bestimmung der gesamten aus einer bestimmten Abwassermenge abgefangenen Sinkschicht (Gesamtschlammmenge) und der Schwimmschicht.

Daneben wird die Zusammensetzung der Zu- und Abflüsse (periodisch sowie an größeren Durchschnittsproben) ermittelt; die erhaltenen Analysenergebnisse des Roh- und gereinigten Wassers werden nach ihrer absoluten Größe bewertet; sie zur Berechnung einer prozentualen Abnahme zu verwenden, wie vielfach üblich, empfiehlt sich nicht.

Bei mehrstündiger Sedimentation, bei welcher die Abwässer in der Anlage einen gewissen Ausgleich erfahren, kann zur laufenden Kon-

trolle der Abflüsse die Schleuderung nach Dost zweckmäßig Verwendung finden.

Von Wichtigkeit ist in erster Linie die Kenntnis der Abnahme der suspendierten organischen Substanzen. Dabei ist zu beachten, daß den feinsten organischen Suspensionen, die sich zuletzt abcheiden, das größte Wasserbindungsvermögen zukommt.

Ein Mehreffekt in der Ausscheidung der letzteren auch nur von wenigen Prozenten ist deshalb insbesondere bei selbständigen Anlagen an kleinen Vorflutern bisweilen von erheblicher Bedeutung und keineswegs zu vernachlässigen.

Beispiel. Bei einem Abwasser von 500 mg im Liter suspendierten organischen Stoffen bedeutet 1 Proz. Mehrausscheidung (zum Schluß der Sedimentation) eine Mehrausscheidung von $5 \cdot 50 = 250$ ccm Schlamm von z. B. 98 Proz. Wasser pro 1 cbm Abwasser.

Selbst bei gleichen Sedimentationsverhältnissen werden verschiedene Abwässer im allgemeinen sich verschieden verhalten, die erzielten Effekte verschiedener Anlagen lassen sich daher nur mit größter Vorsicht vergleichen oder auf andere Fälle selbst mit ähnlichem Abwasser übertragen.

An der Hand der Sedimentationskurve kann im einzelnen die notwendige Aufenthaltsdauer ermittelt werden, wobei der Grad des zu erzielenden Effektes bei Vorreinigungsanlagen von der Art der weitergehenden Reinigung und bei Absitzanlagen als alleinige Klärung von der Beschaffenheit des Vorfluters abhängig zu machen ist.

Für letztere kann durchschnittlich eine zweistündige Aufenthaltsdauer angenommen werden; die definitive Belastung wird bei derartigen Anlagen notwendigerweise von den Betriebsergebnissen abhängig zu machen sein.

Die zweckmäßigste Klärgeschwindigkeit hängt von der Art der Absitzanlage ab. Bei abnehmender Klärgeschwindigkeit nimmt bei gleicher Aufenthaltsdauer im allgemeinen der Wassergehalt des anfallenden Schlammes zu infolge des oben erwähnten größeren Wasserbindungsvermögens der alsdann zur Ausscheidung gelangenden feineren organischen Suspensionen.

Die untere Grenze der Klärgeschwindigkeit hängt praktisch bisweilen von der im einzelnen durchführbaren Schlammfernung und -behandlung (s. später) ab.

b) Klärbeckenanlagen.

Der vorwiegend horizontalen Wasserbewegung entspricht die Form des Beckens. Die ersten Klärbecken wurden in Deutschland von H. W. Lindley im Jahre 1887 in Frankfurt am Main nach englischem Vorbild hergestellt.

Die wichtigsten Versuche in Deutschland über die Wirkungsweise von Klärbecken sind diejenigen von Bock und Schwarz in Hannover [1], von Steuernagel in Köln [2], von Uhlfelder und Tillmans in Frankfurt am Main [3], ferner diejenigen von Höpfner und Paulman in Kassel [4] und von Schoenfelder in Elberfeld [5].

Die Versuche von Bock und Schwarz in Hannover.

Die erstgenannten Versuche wurden an 50 bzw. 75 m langen Becken von 2,5 m mittlerer Breite und 2 m mittlerer Wassertiefe vorgenommen, die Becken besaßen keinen vertieften Schlammfang hinter dem Einlauf, die Beckensohle fiel nach dem Ablauf zu ab. Das behandelte Abwasser war mäßig konzentriert mit durchschnittlich 372 mg im Liter suspendierten

organischen Stoffen. Die Ausscheidung der letzteren betrug bei diesen Versuchen 1. im 50 m langen Becken bei 27 Tagesversuchen bei Geschwindigkeiten von 4,6 bis 8 mm durchschnittlich 55,7 Proz.; 2. im 75 m langen Becken bei 41 Tagesversuchen bei Geschwindigkeiten von 4 und 10 mm durchschnittlich 61,5 Proz. Im letzteren Falle betrug die Schlammmenge rund 3 l/cbm. Der Wassergehalt des letzteren ist nicht angegeben.

Die Versuche von Steuernagel, Köln.

Das Kölner Versuchsbecken hatte 45 m Gesamtlänge, 8 m Breite und eine mittlere Wassertiefe von ebenfalls 2 m. Vor dem Beckeneinlauf befindet sich ein 1,67 m unter die Beckensohle reichender, mit steilen Wänden

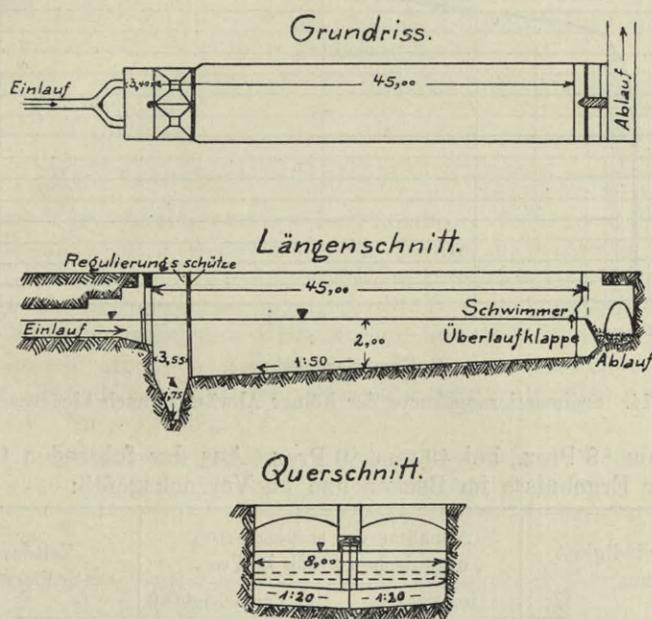


Fig. 13. Versuchsbecken von Köln.

ausgestatteter Schlammsumpf (s. Fig. 13). Der Übergang von der Wasserbewegung im Zufußgerinne zu der verlangsamten im Klärbecken wurde mittels verbreiteter Verteilungsgalerie und mittels hölzerner Regulierungsschützen zwischen Schlammsumpf und Becken bewirkt. Der Abfluß war als Überfall ausgebildet.

Das bei den Versuchen behandelte Abwasser hatte einen durchschnittlichen Gehalt an gesamten Schmutzstoffen von 1200 mg im Liter mit 303 mg gesamt suspendierten Stoffen, der Gehalt an suspendierten organischen Stoffen betrug durchschnittlich 215 mg im Liter.

Für die Stehprobe diente ein viereckiges Versuchsgefäß von 2,5 m Höhe und 40/40 cm Lichtweite (s. Fig. 12), aus welchem die Probe entsprechend den verschiedenen Sedimentierzeiten bzw. bis zu 12 h mittels Abflußhahns in 2 m Tiefe (entsprechend der mittleren Wassertiefe des Beckens) entnommen wurden.

An den einzelnen Proben wurde jeweils die Abnahme der suspendierten organischen Stoffe in Prozenten bestimmt.

Die graphische Aufzeichnung der erhaltenen Werte ergibt die in Fig. 14 wiedergegebene Sedimentierungskurve.

Bei den Versuchen hatten sich 20,5 Proz. der suspendierten organischen Stoffe des behandelten Abwassers auch bei längerem Stehenlassen als nicht ausscheidbar erwiesen. Bei Einrechnung der letzteren betrug der Effekt

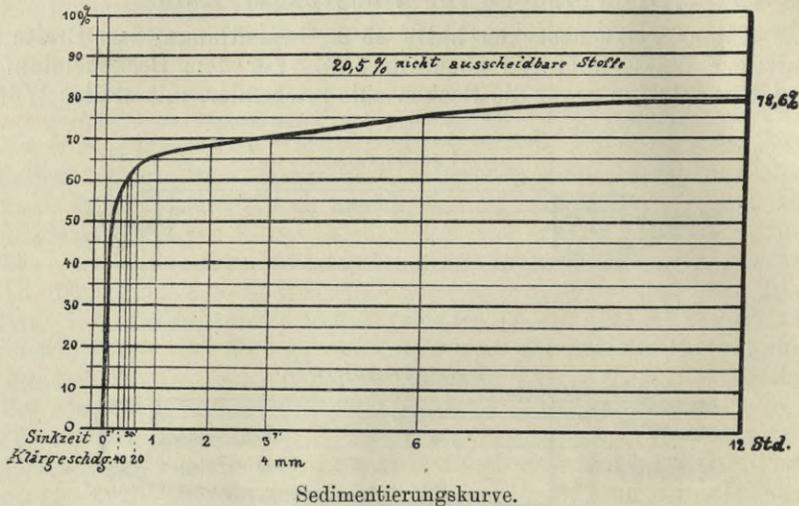


Fig. 14. Sedimentierungskurve der Kölner Abwässer (nach Steuernagel).

bei 4—20 mm 88 Proz., bei 40 mm 80 Proz. Aus der folgenden Gegenüberstellung der Ergebnisse im Becken und im Versuchsgefäß:

Klärgeschwindigkeit in mm	Abnahme der suspendierten organischen Stoffe in Proz.		Zeitdauer der Sedimentierung
	im Becken	im Versuchsgefäß	
4	72,31	70,10	3 Std. 7 Min. 30 Sek.
20	69,08	64,10	37 Min. 30 Sek.
40	58,90	57,40	18 „ 45 „

ergibt sich eine gewisse Übereinstimmung der Ergebnisse in beiden Fällen, woraus Steuernagel schließt, „daß der Kläreffekt nicht von einer besonderen Einwirkung der verschiedenen Klärgeschwindigkeiten abhängt, sondern bei ein- und demselben Kanalwasser im großen und ganzen eine Funktion der Zeitdauer ist, welche den Schmutzteilchen im Becken zu ihrer Niederbewegung zur Sohle gelassen wird“.

Voraussetzungen sind die oben erwähnten Bedingungen der Stetigkeit der Wasserbewegung usw. Aus der Sedimentierungskurve ergibt sich ferner, daß es richtig und notwendig ist, am Beckeneinlauf einen vertieften Schlammsumpf anzuordnen. Den bei den Kölner Versuchen gegenüber dem von Bock erzielten günstigeren Effekt führt Steuernagel im weiteren auf den Umstand zurück, daß bei dem Kölner Becken die Sohle gegen den Ablauf ansteigt.

Bei abfallender Sohle werden die Schmutzteilchen mehr gegen den Ablauf fortgetragen, wo sie, von der Abflußströmung erfaßt, in Abfluß gelangen können.

Die bei den Kölner Versuchen erhaltene Schlammmenge pro cbm Abwasser und der Wassergehalt derselben betrug bei:

4 mm Durchflußgeschwindigkeit	4,04 l, pro cbm 95,57 Proz. Wassergehalt, zus. 178,97 g Trockensubstanz pro cbm Abwasser;
20 " "	2,47 l, pro cbm 92,87 Proz. Wassergehalt, zus. 176,11 g Trockensubstanz pro cbm Abwasser;
40 " "	1,84 l, pro cbm 91,34 Proz. Wassergehalt, zus. 159,34 g Trockensubstanz pro cbm Abwasser.

Im ersten Falle wurde also mehr als doppelt soviel nasser Schlamm gewonnen als im letzteren.

Die Versuche von Uhlfelder und Tillmans.

Die Frankfurter Anlage umfaßt 2 Gruppen à 7 Becken von 41,4 m Länge, 5,6 m Breite und 3,05 m Wassertiefe am Einlauf bzw. 2,00 m am Auslauf.

Das Frankfurter Kanalwasser enthält im Durchschnitt 1150 mg Schmutzstoffe. Über die Menge der suspendierten Stoffe siehe untenstehende Tabelle. Zur Erzielung verschiedener Klärgeschwindigkeiten wurde das Gesamt-abwasser jeweils durch 2, 4, 6 usw. bis 12 Becken geschickt. Im Mittel zahlreicher Versuche ergab die Beckenklärung folgende Abnahme der Suspensionen:

bei rund 5 mm Geschwindigkeit insges.	77 Proz. bzw. 71 Proz. organ.
" " 10 " "	72 " " 69 " "
" " 15 " "	68 " " 64 " "
" " 28 " "	51 " " 46 " "

Im vorliegenden Fall ergab sich nach Ansicht der Verfasser, daß mit einer kleineren Geschwindigkeit als 10 mm (entsprechend einer Aufenthaltszeit von 1 Std. 9 Min.) ein nennenswerter Mehreffekt nicht erzielt wird (vgl. oben die Beurteilung des Effektes). Die Beckenversuche mit 5—10 mm Geschwindigkeit ergeben im Mittel folgenden Kläreffekt der Frankfurter Anlage:

Suspendierte Stoffe	mg im Liter		in Prozenten	
	zus.	org.	zus.	org.
Gehalt des Rohwassers	483	287	100,0	100,0
davon beseitigt Sandfang und Rechen	93	63	19,3	21,9
Gehalt des ungeklärten Wassers .	390	224	80,7	78,1
davon beseitigt durch Becken . .	291	160	60,2	55,8
Gehalt des geklärten Wassers . .	99	64	20,5	22,3
davon nicht ausscheidbare Stoffe .	51	39	10,6	13,6
Noch ausscheidbare Stoffe	48	25	9,9	8,7
			90,1	91,3

Über die Menge und Verteilung des ausgeschiedenen Schlammes auf die Beckenlänge und den Wassergehalt desselben bei diesen Versuchen ist bis jetzt noch nichts veröffentlicht worden.

In bezug auf die wichtigsten Verhältnisse wurden bei den Versuchen in Kassel und in Elberfeld ähnliches wie bei den vorerwähnten Versuchen festgestellt.

Die Gestaltung der Becken im einzelnen.

Zunächst gibt, wie oben erwähnt, die Sedimentierkurve bereits genügende Anhaltspunkte für die zur Erzielung eines bestimmten Effektes erforderliche Aufenthaltsdauer. Die Beckenlänge ist alsdann von der zu wählenden Klärgeschwindigkeit abhängig. Die letztere wird zweckmäßig nicht über 10—12 mm/sec (vgl. [6]) gewählt.

In bezug auf die Schlammmentfernung (s. unten) empfiehlt sich, die Becken nicht länger als im allgemeinen 40—50 m zu wählen.

Die mittlere Wassertiefe wird beim Flachbecken entsprechend den oben erwähnten Bewegungsbahnen der Suspensionen zweckmäßig nicht zu groß (durchschnittlich 2 m) gewählt, damit die Schmutzteilchen möglichst bald die Beckensohle erreichen.

Die Breite des Beckens ergibt sich ohne weiteres aus der zu behandelnden Maximalabwassermenge, der beabsichtigten Klärgeschwindigkeit und der Wassertiefe.

Bei Becken (als reine Sedimentationsanlagen) wird man zweckmäßig immer einen größeren Schlammsumpf am Beckeneinlauf anordnen und die Sohle gegen den Ablauf im allgemeinen ansteigen lassen. Die Bemessung des Inhalts des Schlammsumpfes und die Bemessung des für Schlamm-lagerung im übrigen Becken erforderlichen Raums über der Sohle erfolgt ebenfalls im Einzelfall nach der Sedimentierkurve des betreffenden Abwassers. Zur Verhinderung, daß feinere Suspensionen am Beckenende nicht nach dem Auslauf emporgerissen werden, empfiehlt sich eine stetige Beckenverbreiterung gegen den Auslauf hin (Versuchsbecken in Chemnitz und neue Kläranlage Hannover).

In baulicher Hinsicht erfordert die Schlammmentfernung aus Becken die Befestigung der Wände und Sohle der letzteren. Unbefestigte Becken (Erdbecken) kommen gewöhnlich nur als Provisorien in Frage.

Vergrößerung des Kläreffekts von Becken durch Nutzbarmachung von Oberflächenattraktion und Adhäsion.

Schon vor längerer Zeit wurde von Dervaux zu diesem Zwecke vorgeschlagen, Einbauten in Form von sog. Klärschirmen zu verwenden. In neuerer Zeit sind von Grimm [7] und insbesondere von Travis [8] Vorschläge gemacht worden, solche Attraktionsflächen insbesondere im mittleren und hinteren Teile des Beckens, wo, wie oben erwähnt, die Abfangung der allerfeinsten Suspensionen in Frage kommt, anzuordnen. Travis verwendet bei der neuen Kläranlage von Norwich eingehängte Holzgitterrahmen („Colloiders“), um den Durchflußquerschnitt nicht zu sehr zu verengen. Außer der letzteren kommt als weitere Forderung hinzu, daß der Schlamm möglichst von selbst von diesen Flächen abrutscht. Eine periodische gründliche Reinigung der Flächen wird jedenfalls erforderlich. Praktische Er-

fahrungen mit diesen an sich sehr beachtenswerten Anordnungen liegen noch nicht in ausreichendem Umfang vor.

Entfernung der Sinkschicht aus Becken.

Sobald, wie oben erwähnt, das Aufsteigen von Schlammfladen an die Oberfläche beobachtet wird, muß die Schlammmentleerung aus den Becken erfolgen. Dies letztere geschieht in der Weise, daß das betreffende Becken aus dem Betriebe ausgeschaltet und das über dem Schlamm stehende geklärte Wasser in den Abfluß übergepumpt wird. Das den Übergang zur Sinkschicht bildende schlammige Wasser wird in das benachbarte Becken übergepumpt. Für die Entnahme des Wassers aus den einzelnen Schichten dient ein bewegliches Gelenkrohr, das von Schwimmern getragen wird. Durch entsprechende Schieberarmaturen kann das Entnahmerohr einmal an die Klärwasserpumpleitung, im anderen Fall an die Schlammwassersaugleitung angeschlossen werden.

Der im Becken zurückbleibende Schlamm fließt je nach dem Gefälle der Beckensohle zum Teil von selbst nach dem Schlammsumpf, zum Teil muß er künstlich dorthin abgeschoben werden. Dies erfolgt gewöhnlich durch Arbeiter mit Gummischieber. In hygienischer Hinsicht verdienen maschinelle Einrichtungen (z. B. auf die ganze Beckenbreite sich erstreckende Schlammshieber) insofern den Vorzug, als die Arbeiter weniger mit dem Schlamm in Berührung kommen.

In England sind auch Konstruktionen in Betrieb, um den Schlamm von ebenen Flachbeckensohlen nach einzelnen Punkten (Sümpfe für Schlammrohre) zusammenzuschieben, so z. B. die Schlamm-sammler nach Fidler, d. s. langsam bewegte Spiralen, die von oben angetrieben werden können (Ham, Baker & Co.).

Das Bestreben, die Arbeit des Abstreichens einzuschränken oder ganz zu ersparen, führte zur Auflösung der Sohle in einzelne Schlammtrichter (Schlammbrunnen), so in den Klärbecken von Frankfurt a. M., Elberfeld u. a. Über die Entfernung des Schlammes aus letzteren siehe Schlammmentfernung bei Brunnenanlagen).

Selbsttätige Schlammabscheidung.

Die bisher geschilderte Schlammmentfernung aus Flachbecken hat den Nachteil, daß durch die meist notwendige Ausschaltung des zu entleerenden Beckens die Anzahl der letzteren eine größere sein muß, und daß ferner die Entleerungsarbeit insbesondere von Hand für sich eine erhebliche und lästige Vermehrung der Betriebsarbeiten bildet.

Man hat deshalb bereits seit Jahren nach Konstruktionen getrachtet, bei welchen die Schlammabscheidung aus dem Klärraum möglichst selbsttätig erfolgt und der Schlammraum derart ausgebildet ist, daß Reduktionsvorgänge in dem letzteren keinen nachteiligen Einfluß auf das im Sedimentiererraum befindliche Abwasser ausüben können (gewöhnlich wird in diese abgesonderten Schlammräume der Schlamm absichtlich Reduktionsprozessen unterworfen (s. diese). Derartige Konstruktionen sind

1. das Becken von Travis (Travis Tank) [8].

Wie Fig. 15 zeigt, ist der Beckenquerschnitt durch eingebaute Wände derart geteilt, daß durch letztere und der vertieften Beckensohle ein ab-

getrennter Schlammraum entsteht. Der Schlammeintritt erfolgt durch die Schlitzes s und s_1 . Die Fäulnisgase können zwischen den Wänden hoch-

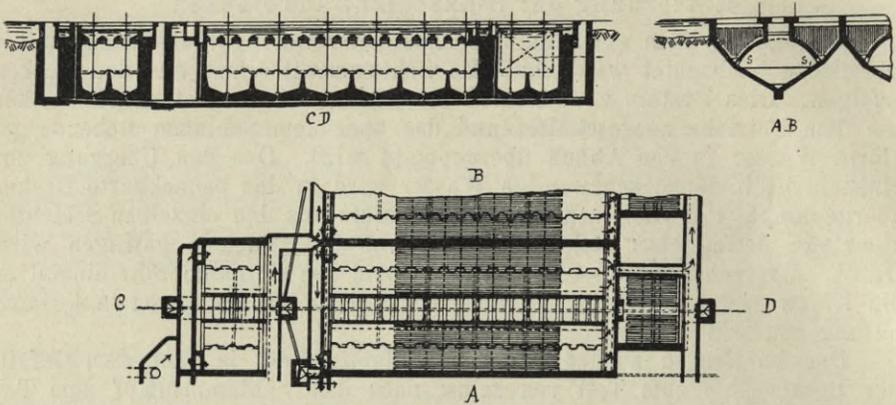


Fig. 15. Beckenanlage in Norwich (nach Travis).

steigen und ins Freie gelangen. Während Travis bisweilen absichtlich frisches Wasser durch den Schlammraum führt, sucht

2. das Imhoffsche Becken der Emscheranlagen [9]

jede Strömung vom Klärraum durch den Schlammraum **streng** zu vermeiden.

Bei diesen Anlagen wird der anfallende Schlamm ebenfalls Reduktionsprozessen unterworfen und zwar in tiefen Schlammbrunnen (Emscherbrunnen). Durch massive Einbauten (Holzdächer sind in den Firsten schwer gasdicht zu gestalten) aus Eisenbeton oder dergleichen (Fig. 16 und 17) wird ein Becken gebildet, das sich über 2 bzw. 3 Schlammbrunnen erstreckt.

Die Becken haben (bei 3 Schlammbrunnen) eine Länge von ca. 25 m, (bei 2) eine solche von 17 m, die Beckenbreite beträgt 5 m, die übrigen Anordnungen sind aus Fig. 16 ersichtlich. Einem Aufsteigen von Schlamm- und Gasblasen in den Klärraum soll durch die überstehenden Ränder der Dachflächen vorgebeugt werden. Diese letzteren bilden konstruktiv einen weiteren Unterschied des Imhoffbeckens gegenüber dem Travis Tank.

Bei Temperaturumlagerungen, die beim Mischsystem zur Zeit der Schneeschmelze insbesondere u. a. eintreten könnten in der Weise, daß das im Klärraum befindliche Wasser (von 2 bis 3° C) schwerer ist, als das wärmere Schlammwasser über dem Schlamm im Faulbrunnen wurden früher die Schlamm-schlitzes durch eingelegte Walzenverschlüsse verschlossen und erst wieder bei eingetretenem Gleichgewichtszustand der Wässer freigegeben. Nach neueren Feststellungen der Emschergenossenschaft soll diese Maßnahme entbehrlich sein, indem bei eingearbeiteten Schlammbrunnen das über dem Schlamm stehende Wasser auch dann noch ein größeres spez. Gewicht aufweisen soll. Der ausfallende Schlamm gelangt auf den schrägen Flächen (Neigung 1½:1) und durch die von letzteren freigelassenen offenen Schlitzes in die darunter befindlichen Schlammfaulbrunnen.

Die Schlamm-bewegung erfolgt gewöhnlich in der Weise, daß der Schlamm sich infolge der Adhäsion der Dachflächen auf denselben festsetzt

und wenn der Belag eine gewisse Stärke erreicht hat, lawinenartig abrutscht und die Schlitzte passiert. Um das selbsttätige Abrutschen zu sichern, sind die Flächen bisweilen mit Drahtglasbelag versehen worden. Es empfiehlt sich, die Flächen von Zeit zu Zeit von der etwa entstehenden

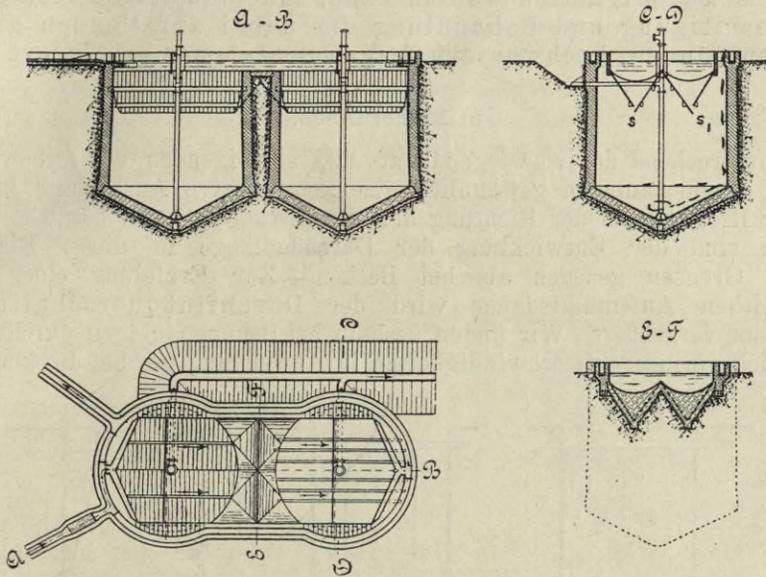


Fig. 16. Emscherbecken von Imhoff.

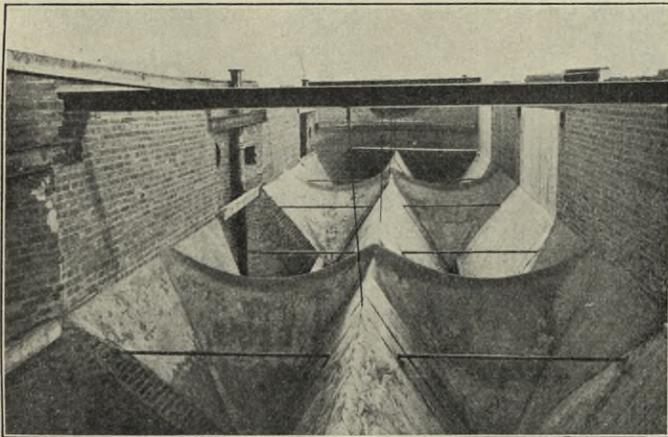


Fig. 17. Ansicht des Emscherbeckens von Imhoff.

Schlammhaut zu säubern. Im übrigen werden die Vorteile der Anlagen nicht wesentlich gekürzt, wenn es auch von Fall zu Fall notwendig wird, mittels Handabstreicher (Gummischieber) den Schlamm abzuschleiben.

Ein weiterer Vorteil der Konstruktion ist ferner der, daß sie gestattet, das Abwasser auch in umgekehrter Richtung durch die Becken zu schicken. Dadurch wird eine gewisse Durchmischung des relativ konzentrierten

Schlammes beim Beckeneinlauf mit dem wässerigen am Beckenauslauf und so eine gleichartige Beschickung der einzelnen Schlammbrunnen erreicht.

Ein sämtlichen Anlagen mit selbsttätiger Schlammabscheidung gemeinsamer großer Vorteil ist der, daß man sehr kleine Klärgeschwindigkeiten wählen kann, ohne daß der Betrieb durch die Beseitigung und Behandlung der dabei anfallenden großen Mengen dünnen, hochwasserhaltigen Schlammes erschwert wird.

e) Klärbrunnen.

Entsprechend der vorwiegend auf- und absteigenden Wasserbewegung zeigen Brunnenanlagen gewöhnlich eine konstruktive Ausbildung in vertikaler Richtung, in der Richtung der Wassertiefe. Durch bauliche Rücksichten sind der Entwicklung der Durchflußlänge in dieser Richtung engere Grenzen gezogen als bei Becken. Zur Erzielung einer wirtschaftlichen Aufenthaltsdauer wird der Durchflußquerschnitt entsprechend vergrößert. Wir finden deshalb bei Brunnenanlagen durchgehend erheblich geringere Geschwindigkeiten in Anwendung als bei Becken, was,

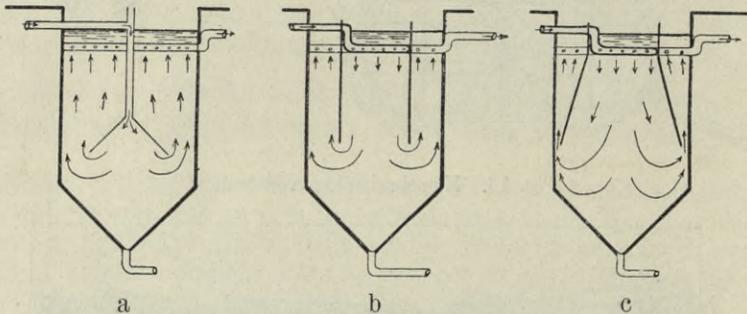


Fig. 18. Ausnutzung des Sedimentiererraums bei Klärbrunnen (schematisch).

wie oben bemerkt, im übrigen auch durch die Richtung der Wasserbewegung erforderlich wird. Der Grundriß der Klärbehälter kann viereckig oder rund sein; von der runden Form stammt wohl auch die Bezeichnung „Brunnen“, die jedoch an sich nicht das Wesentliche der Brunnenklärung trifft, z. B. sind Sandfänge der größeren Pumpstationen gewöhnlich ebenfalls kreisrund, der Wasserdurchfluß ist aber hierbei oft ein vorwiegend horizontaler.

Die einzelnen Brunnentypen lassen sich darnach gruppieren, ob der Klärraum hauptsächlich in der auf- oder in der absteigenden Durchflußrichtung oder auf beide gleich verteilt für die Zwecke der Sedimentation ausgenützt wird. Der erste Typus ist der sogenannte „Dortmunder Brunnen“ (Fig. 18a), sowie der Mairichsche Brunnen. Auch der sog. „Separator“ von Watson, Birmingham, welcher besonderen Wert darauf legt, daß der aufsteigende Wasserstrom ständig seine Geschwindigkeit verringere, sowie die unten zu erwähnenden Klärtürme gehören hierher. Das Abwasser wird bei diesen Konstruktionen in Röhren in den unteren Teil des Brunnen geführt, wo die Aufgabe des Abwassers auf den Brunnen (z. T. mittels erweiterter Trichter oder mittels sternförmig angeordneter Verteilungsröhren) bewirkt

wird und von wo aus das Abwasser seine aufsteigende Bewegung beginnt, während die Schmutzstoffe nach dem unteren Teil des Brunnens gelangen. Diese Konstruktionen haben, wenn die Aufgabe im unteren Teil nicht möglichst sorgfältig erfolgt, den Nachteil, daß der Übergang von der relativ raschen Wasserbewegung in den Fallröhren zu der langsamen Klärgeschwindigkeit im Brunnen ein etwas unvermittelter ist. Es können in dieser Zone deshalb Wirbelbewegungen entstehen, die für das Absitzen der feineren Suspensionen der darüber stehenden Klärschicht störend sein können.

Bei dem zweitgenannten Typus (Fig. 18b), bei welchem der Brunnenquerschnitt für die auf- und absteigende Wasserbewegung gleichmäßig verteilt wird, dadurch, daß der Flächeninhalt des mittleren Teiles gleich der konzentrischen Ringfläche des übrigen Querschnitts ist, können derartige Wirbelbewegungen an der Umkehrstelle im unteren Brunnenenteil leichter vermieden werden. Bei dieser Konstruktion werden auch schädliche Strömungen durch Temperaturverschiedenheiten im Zufluß und Brunneninhalt am sichersten vermieden.

Brunnen dieser Art sind von Scheven, Düsseldorf, vielfach zur Ausführung gelangt.

Beim dritten, ebenfalls vielfach angewandten Typus (z. B. Kremerapparate), bei welchem der Klärraum vorwiegend absteigend ausgenützt wird (Fig. 18c u. 19) gestaltet sich die Schlammabscheidung ebenfalls günstig.

Ein möglichst stetiger Übergang muß auch bei der Ableitung des geklärten Abwassers aus den Brunnen gewährleistet sein. Ein solcher kann erreicht werden entweder durch ein System von Ableitungsröhren, deren Eintrittsöffnungen unter dem Wasserspiegel liegen oder besser durch Rinnenkonstruktionen mit freiem Überfall auf Wasserspiegellhöhe (am gebräuchlichsten Überfallsrinnen entlang dem oberen Brunnenrand, s. Fig. 19). Selbstverständlich muß bei letzteren ebenfalls Vorsorge getroffen werden, daß die an der Wasseroberfläche angesammelte Schwimmschicht nicht in die Rinnen übergerissen wird, am einfachsten durch vorgestellte Tauchbretter.

Über die Sedimentationswirkungen bei Brunnenanlagen sind umfangreiche, systematisch durchgeführte Vergleichsversuche wie bei Becken nicht bekannt geworden. Die bekannten Feststellungen bestätigen aber ebenfalls die bei den Beckenversuchen ermittelten Tatsachen, daß der Kläreffekt, sofern Stetigkeit in der Wasserbewegung gesichert und die Wassergeschwindigkeit überhaupt eine relativ geringe ist (s. oben unter Sedimentation im allgemeinen), in der Hauptsache eine Funktion der Aufenthaltsdauer darstellt. Infolge der geringen Klärgeschwindigkeit haften die Schmutzteilchen mehr an den Brunnenwänden und Einbauten. Es ist deshalb notwendig, daß letztere bei sämtlichen Brunnen- und Turmanlagen periodisch gereinigt

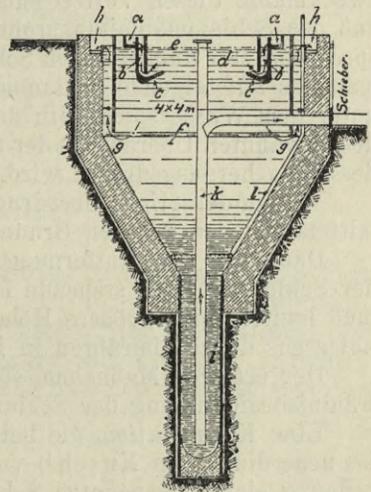


Fig. 19. Schlammzylinder der Ges. für Abwässerklärung, Berlin-Schöneberg (von Kusch).

werden, da andernfalls der Schlammbelag an den Wänden in Fäulnis übergeht, welche sich dem Abwasser um so leichter mitteilt, als wie oben erwähnt, der Kontakt mit den Flächen ein längerer ist.

Die Entfernung der Sinkschicht bei Klärbrunnen.

Die Schlamm Entfernung aus Brunnen gestaltet sich gegenüber Flachbeckenanlagen insofern einfacher, als der Schlamm bereits räumlich mehr konzentriert ist. Bei Brunnenanlagen wurde stets die Schlamm Entfernung während des Betriebes oder mindestens ohne Entleerung des Brunneninhalts angestrebt. Die Schlamm Entfernung erfolgt naturgemäß vom tiefsten Punkt der zu diesem Zweck meist trichterförmig ausgebildeten Brunnensohle.

Überall wo die Gefällsverhältnisse bzw. örtlichen Verhältnisse überhaupt eine offene Ausmündung der Schlammleitung gestatten, wird man zweckmäßig diesen Vorteil entsprechend ausnützen, entweder in der Weise, daß das Schlammableitungsrohr von der Brunnensohle direkt in einen entsprechend tief angeordneten Schlammkanal ausmündet, mindestens aber, daß man das aufsteigende Schlammrohr um ein bestimmtes Maß (ca. 1—1½ m) unter dem Wasserspiegel (in den Brunnen) ausmünden läßt, wodurch infolge des erwähnten Überdrucks der Schlamm durch das Schlammrohr beim Öffnen desselben herausgedrückt wird.

Wo ein derartiger Überdruck sich nicht erreichen läßt, muß der Schlamm mittels Pumpen aus den Brunnen abgesaugt werden.

Damit bei der Entfernung des Schlammes aus dem Brunnen das über der Schlamm Schicht stehende leichter bewegliche Wasser nicht durchbricht, muß letztere eine größere Höhe haben oder sie muß während des Schlammablassens durch Umrühren in ihrem Bestand gesichert werden.

Der ersteren Maßnahme steht entgegen, daß im Klärraum selbst wegen Fäulnisbeeinflussung der Schlamm nur kurze Zeit lagern soll.

Eine Konstruktion, die beiden Anforderungen gerecht zu werden sucht, ist neuerdings von Kusch¹⁾ vorgeschlagen worden und beruht in der Anordnung eines sogenannten Schlammzylinders als Fortsetzung der Brunnensohle, in welcher das Ablaßrohr eintaucht (s. Fig. 19). Die Anwendung des Umrührens mittels Rührflügel auf der Brunnensohle ist seit längerer Zeit in Gebrauch, so z. B. bei den Klärtürmen von Rothe (s. Fig. 23).

Zur Feststellung, ob nur Schlamm austritt, empfiehlt es sich, die Schlamm Austrittsöffnungen sichtbar und leicht zugänglich (möglichst offen) anzuordnen.

Zweckmäßig und sicher geschieht die Schlammabsonderung für die Zwecke seiner Förderung (insbesondere durch künstliche Hebung) auch mittels des Prinzips der Durchschleusung (Fig. 20). Der untere Teil des Brunnen wird gegen den Klärraum verschließbar angeordnet. Die Verschlußkonstruktion (am besten kegelförmig) ist während der Klärung vollständig offen. Sobald sich der untere Teil mit Schlamm erfüllt hat, was mittels eines „Schlammpegels“ (am einfachsten eine an einer dünnen Schnur befestigte leere Flasche oder event. eine dünne Blechscheibe, die bei ihrer Auf- und Abbewegung infolge des größeren Widerstandes des Schlammes die Oberfläche des letzteren fühlbar machen) festgestellt werden kann, wird der Verschluß geschlossen und der Schlamm Inhalt kann abgepumpt oder mit

1) Prospekt Nr. 6, 1909 der Gesellschaft für Abwässerklärung m. b. H. Berlin-Schöneberg.

freiem Gefäll abgelassen werden, ohne daß Schlammwasser nachtritt. Ist der Schlamm abgelassen, so wird der Verschuß wieder geöffnet. Dieses Prinzip ist bei der Kläranlage von Kolberg durch die Gesellschaft für Abwässerklärung verwandt worden. Das System der Schlammdurchschleusung liegt ferner dem Beckensystem von Grimm zugrunde (s. Fig. 21). Zur Feststellung, ob die Schlammräume (als solche sind die Ableitungen aus den einzelnen Schlammtrichtern der Beckensohle gedacht) gefüllt sind, will

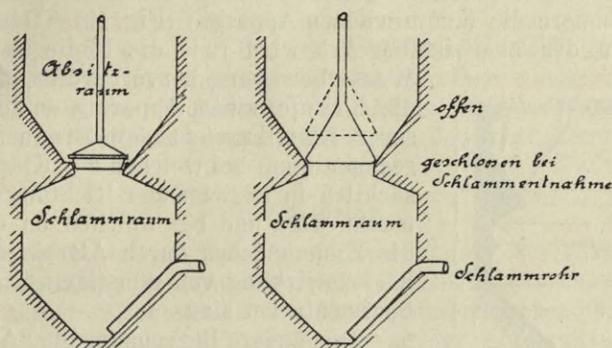


Fig. 20. „Schlamm-schleusen“.

Grimm in einem zugänglichen Kanal angeordnete Schaugläser verwenden. Anlagen nach System Grimm sind bis jetzt noch nicht bekannt geworden.

Das Prinzip der selbsttätigen Schlammabscheidung ist ebenfalls auf Klärbrunnenkonstruktionen anwendbar, entsprechend Fig. 22 („Emscher- und Kremer-Imhoffbrunnen“). Seitens der Emschergenossenschaft sind der-

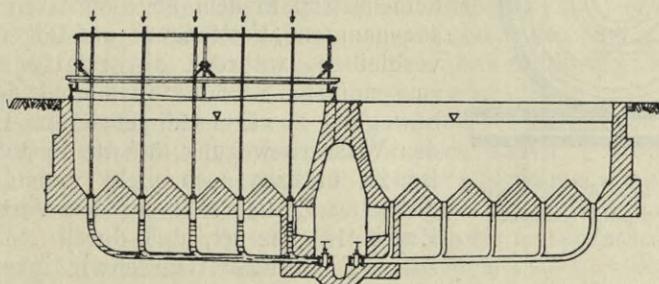


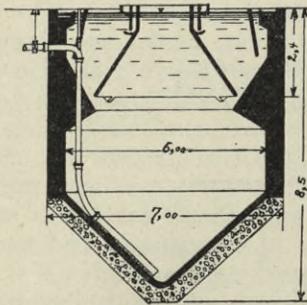
Fig. 21. Klärbecken nach Grimm.

artige Anlagen bereits verschiedentlich zur Ausführung gelangt (Holzwickede, Zeche Westhausen u. a.).

Die Entfernung der Schwimmschicht aus offenen reinen Sedimentieranlagen; Fettgewinnung.

Bei Beckenanlagen bildet sich vermöge der großen Abwasser Oberfläche die Schwimmschicht nur in sehr geringer Stärke; die Fetteilchen werden durch die Wasserbewegung mitgeführt. Es fehlt ein äußerer Anstoß zu ihrer Absonderung.

Bei Brunnenanlagen dagegen tritt die Bildung einer Schwimmschicht stärker in die Erscheinung, indem die Schwimmschicht zunächst auf eine geringere Wasseroberfläche beschränkt ist. Die Ausscheidung wird, wie bereits oben erwähnt, begünstigt bei Konstruktionen, bei denen die Einführung des Abwassers unter dem Wasserspiegel des Brunnens erfolgt. Die Begünstigung der Entstehung einer Schwimmschicht ist insofern von besonderem Wert, als hierdurch auch die Abscheidung eines Teiles der im Abwasser suspendierten Fettstoffe erreicht werden kann. Diesen Zweck verfolgen insbesondere die Kremerschen Apparate (Fig. 19). Durch die Holzeinbauten von der abgebildeten Art wird (wie die Pfeile andeuten) eine



Wasserbewegung hervorgerufen, nach welcher die Kremerschen Apparate entsprechend unserer Einteilung zu den Brunnenanlagen zu rechnen sind, bei welchen der Klärraum hauptsächlich in absteigender Richtung nutzbar gemacht wird und bei welchen im übrigen auch die Einbauflächen durch Attraktions- und Adhäsionswirkung von günstigem Einfluß auf die Sedimentation sind.

Die äußere Begrenzung der Apparate war seither gewöhnlich rechteckig, sie wird neuerdings aber auch in Brunnen von kreisförmigem Grundriss bei entsprechend konzentrischer Anordnung der Einbauflächen ausgeführt (siehe Fig. 22).

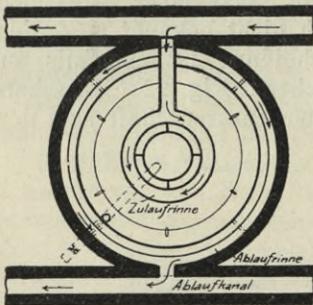


Fig. 22. Emscherklärbrunnen mit Fettfängereinlauf (Kremer-Imhoff).

Beim Eintritt des Abwassers in den oberen Klärraum erfolgt die Abscheidung der Fettstoffe, indem letztere ihre Eintrittsrichtung beibehaltend in dem abgesonderten Teil, dem sogenannten „Fettfänger“ aufsteigen und dort verbleiben, während die relativ schwereren suspendierten Schmutzteilchen mit der Wasserbewegung abwärts sedimentieren. Der Einfluß der Wasserbewegung auf die Fettabscheidung ist im übrigen noch nicht vollständig klar gestellt. Es hat sich bei den Versuchen von Zahn [10] gezeigt, daß durch eine Verlangsamung der Eintrittsgeschwindigkeit der Ab-

wässer in die Zone der Fettabscheidung letztere nicht verstärkt wird und im Gegenteil eine lebhaftere Geschwindigkeit auf die Fettabscheidung anscheinend günstiger wirkt. Bei den genannten Versuchen war z. B. bei der entsprechenden Eintrittsgeschwindigkeit in den Fettraum von 10 mm pro Sekunde die Fettabscheidung erheblich günstiger als bei einer solchen von 5 mm. Ähnliche Erfahrungen sind von der Gesellschaft für Abwässerklärung, die die Kremerschen Apparate baut, auch anderweitig gemacht worden. Ferner sind derartige Erfahrungen bei Anwendung Kremerscher Apparate in Manchester gemacht worden.

Die Entfernung des Fettes erfolgt mittels einfacher Siebschaufel.

Die Menge des gewinnbaren Fettes hängt von der Beschaffenheit der Abwässer ab, insbesondere von dem Wege, den dieselben vom Entwässerungs-

gebiet bis zur Ausscheidungsstelle zurückgelegt haben. Nach Erfahrungen, z. B. bei den Berliner Rieselfeldern, weiß man, daß am Ende einer langen Druckrohrleitung die Fettabcheidung viel leichter und bedeutend ergiebiger vor sich geht, indem hier das Fett mehr einem „Butterungsprozeß“ unterworfen wird. Bei dem nach dem Mischsystem zusammengeführten mit über 10 Proz. gewerblichen Abwässern vermischten Charlottenburger Abwasser, das im Mittel 726 mg i. L. suspendierte Stoffe enthielt, wurden nach den oben erwähnten Versuchen pro 1 cbm Abwasser 4—8 g Trockenfett gewonnen. Die Fettschicht zeigte bei den Versuchen einen Wassergehalt von 46—88 Proz. Zu bemerken ist, daß die Verhältnisse für die Fettgewinnung bei diesen Versuchen (unvermischte Abwässer) relativ ungünstig lagen.

Bei den erwähnten Versuchen wurde bei einer Aufenthaltszeit von $1\frac{1}{2}$ Stunden eine Ausscheidung von 60 Proz. der gesamten Suspensionen erzielt.

d) Klärtürme.

Das Bestreben, eine möglichst große Ausdehnung der Wasserbewegung in vertikaler Richtung zu erreichen, ohne jedoch die bei einer gleich tiefen Versenkung massiver Brunnen in den Untergrund entstehenden bedeutenden Baukosten in Kauf nehmen zu müssen, hat zu der Konstruktion der Klärtürme durch Ausnützung des Heberprinzips geführt.

Besonders die vollständig über Gelände angeordneten Klärtürme haben außer den billigen Erstkosten den Vorteil, daß sie transportiert und an anderer Stelle wieder aufgestellt werden können; sie eignen sich aus diesem Grunde insbesondere auch für provisorische Anlagen.

Bei den Klärtürmen ist die Entfernung der Schwimm- bzw. Fettschicht durch die Unzugänglichkeit derselben während des Betriebes bisweilen erschwert; die Fettabcheidung kann jedoch jederzeit vor Aufgabe der Abwässer auf den Turm oder im Abflußschacht erfolgen.

Um die Türme im Innern von dem sich ansetzenden und mit der Zeit in Fäulnis übergehenden Schlammesatz periodisch reinigen zu können, sind genügend große Mannlöcher und dergleichen vorzusehen.

Die älteste Konstruktion ist diejenige des Rotheschen Klärturmes (siehe Fig. 23). Über den im Boden eingebauten massiven Brunnen ist ein schmiedeeiserner, gegen die Außenluft dichtverschlossener glockenförmiger Turm so angeordnet, daß dessen unterer Rand ein gewisses Maß ins Wasser eintaucht. Der Einlauf der Abwässer erfolgt durch ein zwischen Turm und Brunnenwand angeordnetes Zufußgerinne und mittels einer größeren Anzahl von Abfallrohren nach der Tiefe des Brunnens. Von dort aus nehmen die Abwässer in aufsteigender Bewegung durch den Turm ihren Weg bis zu dem zur Fixierung des höchsten Wasserspiegels angeordneten Überfallsgerinne, von wo die geklärten Abwässer durch das den absteigenden Heberschenkel darstellende, notwendigerweise wieder unter Wasser ausmündenden Abflußrohr nach dem Ablaufschacht gelangen. Die Sicherung der Heberwirkung wird durch ein periodisches (teilweises) Evakuieren des Raumes über dem Abwasser im Klärturm mittels Luftpumpe bewirkt.

Die Schlamm Entfernung erfolgt durch Schlammpumpe von der Brunnensohle aus unter Benutzung von Schlammrührfügel. Die letzteren müssen, damit kein faulender Schlammesatz auf der Sohle (s. oben) entstehen kann, so montiert sein, daß sie die Brunnensohle glatt abstreichen. Der teilweise

evakuierte Raum über dem Wasserspiegel bewirkt naturgemäß eine Abscheidung von in dem Abwasser eventuell enthaltenen Gasen. An letzteren kommt bei Rohabwässern außer in seltenen Fällen Luft bzw. Sauerstoff (bei Abstürzen), Schwefelwasserstoff (bei fauligen Abwässern) in Betracht, dessen Abscheidung und Abpumpen durch die Luftpumpe nicht ungünstig zu beurteilen ist.

Der Abwasserreinigungskessel Patent Merten der Aktiengesellschaft Ferrum, Berlin-Kattowitz, ist ein schmiedeeiserner, luftdichter und vollständig über Gelände angeordneter Klärturm, der auf Tragstützen oder einem gemauerten Unterbau montiert ist. Die Anordnung der Zu- und Abflußleitung des Abwassers sowie die Schlammablaßleitung und die Gas- und Fettableitung sind aus Fig. 24 ersichtlich. Der Betrieb des Kessels erfolgt ebenfalls nach dem Heberprinzip. Das Hebergefälle ist durch die entsprechend tiefere Anordnung des Wasserspiegels im Ablauf gegeben. Die Heberwirkung wird dadurch erhalten, daß von Zeit zu Zeit bei geschlossener Zu- und Abflußleitung der Behälter durch die Wasser-

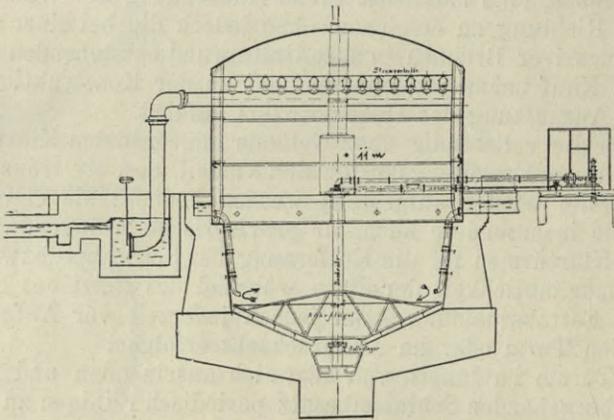


Fig. 23. Klärturm der Firma W. Rothe & Co., Berlin.

leitung (die selbstverständlich mit Rohrunterbrechung gegen den Kessel zu sichern ist) oder mittels gepumptem Abwasser wieder vollständig erfüllt wird, wobei die gesamte Gas- und Fettmenge durch die Gas- und Fettableitung verdrängt und das Fett in einen besonderen Fettschacht aufgefangen werden soll. Ein beachtenswerter Vorteil dieser Konstruktion besteht darin, daß die Schlammabscheidung während des Betriebes in einen unter dem Behälter angeordneten Schlammshacht selbsttätig erfolgt. Das mit dem Schlamm eventuell austretende Abwasser gelangt wieder in den Kessel zurück, da auch der Wasserspiegel im Schlammshacht unter der Heberwirkung steht. Die Kessel werden mit einer Geschwindigkeit von $\frac{1}{2}$ bis 1 mm pro Sekunde betrieben und zwar bis zu einem höchsten Aufenthalt von 2 Stunden.

Bei größeren Abwassermengen werden entsprechend mehrere Kessel nebeneinander angeordnet.

Ein nach ähnlichen Prinzipien angelegter und betriebener Klärkessel ist auch von Baurat Schmidt (früher in Liegnitz) konstruiert worden und verschiedentlich, insbesondere in Schlesien, zur Anwendung gekommen.

Klärbecken oder Klärbrunnen?

Viel umstritten wurde die Frage, ob Becken oder Brunnen (bzw. Türme) den Vorzug verdienen. Ohne weiteres läßt sich, wie wir gleich vorausschicken wollen, die Frage allgemein nicht beantworten, je nach den örtlichen Verhältnissen im einzelnen Fall kann die eine oder andere Konstruktion größere Vorteile gewähren. In bezug auf Sedimentation scheinen Brunnen, vermutlich infolge der durch die kleinen Klärgeschwindigkeiten begünstigten Flächenattraktion sowie der Auf- und Abwärtsbewegung bisweilen günstiger zu wirken. Andererseits müssen die Brunnenwände zur Verhinderung faulenden Schlammbesatzes häufiger gereinigt werden. Schädliche Strömungen infolge Temperaturumlagerungen sind bei Brunnen (vgl. Fig. 18b) leichter hintanzuhalten. Gegenüber Becken mit flacher Sohle haben Brunnen den Vorteil, daß der Schlamm aus letzteren, weil örtlich konzentriert, sich leichter entfernen läßt. Dieser Umstand kann jedoch, wie erwähnt, z. T. dadurch behoben werden, daß die Beckensohle in Schlammbrunnen aufgelöst wird.

In tieferen Klärbrunnen scheint insbesondere, wenn die Schlammfernung von der Sohle keine gründliche ist und Schlammreste zurückbleiben, die Tätigkeit anaerober Bakterien einzusetzen, wodurch sich die Erfahrungstatsache ohne weiteres erklärt, daß solche Brunnen ein weniger frisches geklärtes Wasser liefern als Becken.

Brunnen liefern einen gleichmäßigeren vermischten Schlamm, während bei Becken der Schlamm gegen den Ablauf hin dünner und wasserhaltiger wird. Die Erzielung einer Schwimmschicht (Fettabscheidung) ist bei Brunnen wegen der kleineren Wasserspiegelfläche leichter.

Bei gleichem Fassungsraum erfordern die Brunnenkonstruktionen im allgemeinen mehr Baumaterial und mehr Herstellungskosten als Becken, die noch im Trockenen hergestellt werden können. Ist bei beiden Typen Grundwasser zu bewältigen, so gestaltet sich die Anlage von Brunnen einfacher als bei Becken, welche alsdann eine auf große Grundfläche sich erstreckende Grundwasserhaltung erfordern.

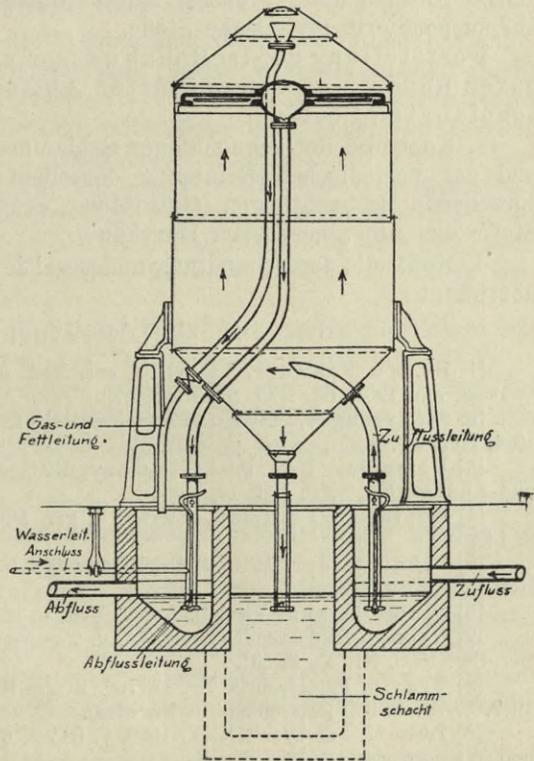


Fig. 24. Klärkessel (Patent Merten) der Akt.-Ges. „Ferrum“ Berlin-Kattowitz.

Schließlich ist die Platzfrage vielfach entscheidend. Beckenanlagen erfordern einen erheblichen größeren Platz.

Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle:

1. Kontrolle des Kläreffekts in erster Linie durch fortlaufende Messung der abgeschiedenen Schlamm- bzw. Fettmengen (bei registrierter Abwassermessung) und Bestimmung des Wassergehaltes des letzteren.

2. Kontrolle der Zusammensetzung der Zu- und Abflüsse durch periodische Untersuchung größerer Durchschnittsproben, insbesondere in bezug auf suspendierte organische Stoffe.

Feststellung der im Rohabwasser enthaltenen, nicht abscheidbaren und der in den geklärten Abflüssen noch enthaltenen abscheidbaren Stoffe.

3. Kontrolle der regelmäßigen Schlamm Entfernung aus der Absitzanlage und der periodischen Reinigung derselben (von Wandbesatz) durch entsprechende Beobachtungen (Gasbildung, eventuell Veränderung der gelösten Stoffe des Abwassers beim Durchfluß).

4. Kontrolle der Behandlung und Beseitigung des angefallenen Schlammes überhaupt.

Literatur:

[1] Bock u. Schwarz, Viertelj. f. ger. Med. u. öffentl. San. 1900, Bd. XIX, Suppl., S. 148ff. und 1901, Bd. XXI, Suppl., S. 278.

[2] Steuernagel, Mittlgn. Prüfungsanstalt f. Wasserversorgung und Abwässerbes. 1904, Heft 4/5.

[3] Uhlfelder, H. u. Dr. J. Tillman's, Mittlgn. Prüfungsanstalt f. Wasserversorgung und Abwässerbes. 1908, Heft 10.

[4] Höpfner u. Paulman, Viertelj. f. ger. Med. u. öff. San. 1900, Bd. XIX, Suppl., S. 130.

[5] Schoenfelder, Mittlgn. Prüfungsanstalt f. Wasserversorgung und Abwässerbes., Heft 8, S. 20 u. ff.

[6] Schmidtman, Viertelj. f. ger. Med. u. öff. San. 1908, Bd. XXXV, 2.

[7] Grimm, Hildebrandts Zentralbl. d. Pumpenindustrie 1908, Heft 4, S. 38; Grimm, Ges.-Ing. 1909, Nr. 35, S. 591.

[8] Travis, Patentschrift Nr. 173766, Klasse 85c, Gruppe 3; desgl. Surveyor XXXV, 1909, S. 751 u. 650 (Kläranlage in Norwich).

[9] Imhoff, Surveyor XXXV, 1909, S. 625 u. 628; Kurgaß, Zentralbl. f. Wasserbau und Wasserwirtschaft 1908, Nr. 24.

[10] Zahn u. Reichle, Mittlgn. Prüfungsanstalt f. Wasserversorgung und Abwässerbes. 1908, Heft 10.

IV. Faulverfahren.

Die Behandlung der Abwässer in Faulräumen (Septik Tanks) ist eine mechanisch biologische Methode, die sich von dem gewöhnlichen Absitzverfahren dadurch unterscheidet, daß man das Abwasser samt dem aus sedimentierten Schlamm der Faulung und Zersetzung unterwirft und zu diesem Zweck den Schlamm in der Faulraumanlage bis zur praktisch ausreichenden Zersetzung der fäulnisfähigen organischen Substanzen im Schlamm bzw. zum Teil auch im Abwasser beläßt. Das Verfahren wurde für größere Anlagen in durchgebildet systematischer Weise zuerst in England ange-

wandt, wo dasselbe auf Grund der Versuche von Cameron in Exeter¹⁾ seit dem Jahre 1895 in Aufnahme kam. In der Anwendung im kleinen war das Faulverfahren bereits viel früher (1860) schon bei den Faulgruben und Tonnen durchgeführt worden, so bei den fosses Mouras usw. Über die dabei in Frankreich und der Schweiz, wo solche Vorrichtungen große Verbreitung gefunden haben, gemachten Erfahrungen und die verschiedenen Systeme vergleiche Calmette [1] und Roth und Bertschinger [2].

In Deutschland ist das Faulverfahren durch Dunbar und seine Schüler [3] eingehend untersucht und gefördert worden.

Die Vorgänge im Faulraum.

Bei der Faulung erfahren die organischen Stoffe, vor allem die ungelösten, eine Reduktion infolge Spaltung durch Mikroorganismen (mehr oder weniger durch anaerobe Bakterien sowie durch andere, deren Natur anscheinend noch nicht abschließend untersucht ist). Diese verursachen eine Verflüssigung der ungelösten organischen Stoffe (ähnlich wie die Verflüssigung der Nährgelatine durch Bakterien) sowie eine Vergasung der genannten ungelösten sowie auch eines Teiles der gelösten organischen Stoffe.

Voraussetzung ist, daß der betreffende Faulraum eingearbeitet „reif“ ist, d. h. daß in demselben die genannten Prozesse bereits in vollem Umfange eingetreten sind.

Über Versuche betreffend die Einwirkung der Faulraumprozesse auf organische Stoffe (Tierkörper usw.) vgl. Dunbar und Favre [3].

Sobald die Sedimente in Fäulnis übergehen, steigen sie, indem ihr Gewicht durch eingeschlossene Gasblasen kleiner wird, in Form von Fladen an die Oberfläche, wo die Fäulnisgase allmählich entweichen, worauf die Schmutzstoffe alsdann allmählich wieder zu Boden sinken. In bezug auf diese Erscheinung zeigen die Abwässer zum Teil verschiedenes Verhalten, je nachdem die Zumischung leicht zersetzbarer fäulnisfähiger Stoffe, vor allem Fäkalien, eine größere oder geringere ist.

Diese Bewegung der Schmutzstoffe wirkt zwar günstig in bezug auf die Auslaugung der Fäulnisprodukte und die Durchmischung der Abwässer, aber naturgemäß ungünstig in bezug auf die Sedimentation und es sind deshalb besondere konstruktive Maßnahmen, verschiedene Kammern (s. unten) usw. erforderlich, um ein Abtreiben von Sedimenten aus dem Faulraum möglichst zu verhindern.

Zum Teil spielen sich diese Vorgänge übrigens, erwünscht oder nicht, in gewöhnlichen Absitzanlagen ab, sobald die Schlammfernung aus denselben nicht häufig genug erfolgt oder der Schlammbesatz auf den Sohlen und Wänden in Fäulnis gelangt.

Die Beschaffenheit der Sink- und Schwimmschicht.

Dadurch, daß ein erheblicher Teil der ungelösten organischen Stoffe zersetzt wird, erfährt der Schlamm in seinem Volumen eine Verminderung, wobei er zugleich wasserärmer wird. Während frischer Schlamm gewöhnlich einen Wassergehalt von über 95 Proz. aufweist, kann der Wassergehalt des ausgefaulten Schlammes bis auf ca. 80 Proz. und bisweilen weniger

1) Das Verfahren ist in der bestimmten konstruktiven Durchbildung der Cameron-Septic-Tank-Gesellschaft in England und Amerika patentiert.

herabgehen. Sein Volumen beträgt darnach nur einen entsprechenden Bruchteil des ursprünglichen Schlammes (vgl. S. 88). Diese Volumenreduktion ist vielfach fälschlicherweise als Schlammverzehrung aufgefaßt und bezeichnet worden. Versteht man unter letzterer die Verringerung der Gesamttrockensubstanz im Faulraum, so ist die oben erwähnte Bezeichnung insofern unrichtig, als diese Abnahme nicht lediglich auf das Konto der Gasbildung, sondern zum Teil auf die Abschwemmung fester Suspensionen (Schwefeleisen), zum Teil auf die Verflüssigung von festen organischen Stoffen zu setzen ist, die auf diese Weise in Abfluß gelangen. Infolge dieser Umstände wird bisweilen eine Vergrößerung der Trockensubstanz im Abfluß beobachtet.

Die günstige Veränderung des Schlammes in Faulräumen (Reduktion des Wassergehaltes und Erzielung leichter Drainierbarkeit) waren früher an sich schon für die Wahl von Faulräumen bestimmend. Nachdem nun in den letzten Jahren die getrennte Schlammfäulung (s. Seite 100) mehr ausgebildet und zur Anwendung gebracht wurde, fällt das Hauptgewicht für die Wahl von Faulräumen mehr auf die gleichzeitige Vermischung und Veränderung der Abwässer, die man früher für den erstgenannten Zweck in Kauf nahm, selbst wenn sie nicht erwünscht war.

Zum Teil verbleibt der aufgetriebene Schlamm an der Oberfläche und bildet hier mit den Schwimmstoffen die sogenannte Schwimmdecke, die sich aus Fett, Haaren, nicht oder schwer zersetzbaren organischen Trümmern usw. zusammensetzt. Die Schwimmdecke kann in einzelnen Fällen eine erhebliche Stärke und Festigkeit erreichen, welche letztere u. a. nach Dunbar durch Wucherungen von Schimmelpilzen usw. verursacht wird. Sterben die Schimmelpilzwucherungen ab, was zu bestimmten Jahreszeiten eintritt, so wird hierdurch bisweilen die Schwimmdecke zerstört, Teile derselben sinken zu Boden (vgl. Dunbar [3]).

Im allgemeinen hat die Erfahrung gezeigt, daß die Schwimmdecke bei offenen Faulbecken (im Freien) trotz der bisweilen zerstörenden Wirkungen durch Regen usw. sich viel stärker bildet als bei abgedeckten oder überbauten Faulräumen. In letzteren zeigt die Schwimmdecke gewöhnlich eine schwarze Farbe, während die von Schimmelpilzwucherungen durchsetzte Schwimmdecke eine hellere, schmutziggraue Farbe zeigt. Bei letzterer tritt bisweilen ein vollständiges Überwachsen mit grünen Gräsern und anderen Gewächsen ein.

Die Schwimmdecke ist an sich geruchlos, sie verhindert auch teilweise Geruchsbelästigungen. Einen sicheren Schutz gegen Geruchsbelästigungen und Fliegenplage bieten aber nach Thumm [4] nur die überdeckten Faulräume.

Menge und Beschaffenheit der Faulraumgase.

Die gasförmigen Zersetzungsprodukte wechseln in ihrer Menge und Zusammensetzung und bestehen hauptsächlich aus Methan, Kohlensäure und Schwefelwasserstoff usw. Je nach dem Anteil der brennbaren Gase, vor allem Methan, wird das Gasgemenge mehr oder weniger leicht brennbar.

Sichere Zahlen über Gas mengen liegen noch wenig vor. Bei den Versuchen in Leeds [5] betrug die Gasmenge rund 10 Proz. der behandelten Abwassermenge.

Die Ausnützung der Fäulnisgase dürfte sich in dem gemäßigten Klima

kaum lohnen, dagegen ist eine solche nach Fowler [6] in tropischen Gegenden möglich. Durch die wärmere Temperatur und die größere Konzentration bezw. den größeren Gehalt tropischer Abwässer an organischen Stoffen ist die Zersetzung eine raschere und intensivere. Die Faulräume werden alsdann als geschlossene Gasbehälter konstruiert.

Durch den Gehalt der Fäulnisgase an Methan erhalten letztere explosible Eigenschaften. (Von reinem Grubengas weiß man, daß eine Zumischung von wenigen Prozenten (ca. 3—5 Proz.) zur Luft bereits genügt, um das gesamte Luftgasgemenge explosibel zu machen). Explosionen sind auch in der Praxis bereits vielfach aufgetreten. Zahlreiche Unglücksfälle sind darauf zurückzuführen, daß bei der Schlammausräumung in überdeckten Behältern (auch Sandfängen) mit offener Lampe gearbeitet wurde. Eine größere Explosion von Faulraumgasen war bei den Septic Tanks in Saratoga (N. A.) am 26. Januar 1906 eingetreten, mit einer derartigen Heftigkeit, daß die gesamte massive Überdeckung zertrümmert wurde.

Die Beschaffenheit der gefaulten Abflüsse.

Im Vergleich zu den Zuflüssen ist vor allem die gleichmäßige Durchmischung hervorzuheben, die in dem größeren Aufspeicherungsraum der Faulungsanlagen in höherem Grade stattfindet, als bei den gewöhnlichen Absitzanlagen. Dieser Umstand ist von Vorteil, wenn die Abwässer teilweise sehr konzentriert sind, sowie viel schleimige Substanzen, Farbstoffe, Fette, Seifen, Gerbstoffe, giftige Metallsalze und dergl. enthalten und in ihrer Konzentration und Beschaffenheit sehr wechseln.

Die Abflüsse aus Faulraumanlagen sind frei von Sauerstoff und Nitraten, sie zeigen ferner einen höheren Gehalt an den Abbauprodukten der organischen Stoffe, Ammoniak, Schwefelwasserstoff, Kohlenwasserstoff usw. Nach Dunbar [3] kann die Zunahme des Gehaltes der Abwässer an freiem Ammoniak 13—36 und mehr Prozent betragen.

Besonders wichtig ist der höhere Gehalt an Schwefelwasserstoff, der im Vorfluter entweder direkt schädigend wirkt oder, wenn die Vorflut Eisen enthält, eine Schwarzfärbung des Flußwassers durch gebildetes Schwefel-eisen hervorruft. Die Faulraumabflüsse enthalten aber auch Schwefeleisen in suspendierter und pseudogelöster Form, aus dem durch die Kohlensäure des Wassers im Vorfluter Schwefelwasserstoff im *Stato nascendi* freigemacht wird (Marsson), der seinerseits dann Schädigungen auszuüben vermag, die weitergehen als diejenigen, welche durch den in den Abflüssen an sich vorhandenen Schwefelwasserstoff hervorgerufen werden (vgl. Thumm [4]).

Quantitative Angaben über die Menge von Schwefelwasserstoff in den Abflüssen sind nicht sehr zahlreich. Nach Feststellungen der Anstalt beträgt sie 10—30 mg im Liter.

Der Gehalt an Schwefelwasserstoff ist bei einer Nachbehandlung der Wässer auf Land (intermittierende Bodenfiltration oder Rieselfelder) an sich unschädlich. Bei einer weiteren Behandlung der Faulraumabflüsse mittels künstlicher biologischer Körper sind die ersteren wegen ihres Schwefelwasserstoffgehaltes in den meisten Fällen nicht so günstig als frische Abwässer, insofern als die Energie der biologischen Tätigkeit zunächst teilweise zur Unschädlichmachung des Schwefelwasserstoffs verbraucht wird.

Die Gesamtausscheidung der ungelösten Stoffe aus städtischen Abwässern durch Faulräume beträgt nach verschiedenen Feststellungen, hauptsächlich

englischer Anlagen, ca. 60—70 Proz. Die Faulraumanlagen vermögen also praktisch dasselbe zu leisten, wie die Absitzanlagen.

Auch die gelösten Stoffe erfahren zum Teil eine Veränderung durch den Faulungsprozeß insofern, als ein Teil derselben durch Vergasung und Mineralisierung ausgeschieden wird. Nach Dunbar [3] wurde bei verschiedenen englischen Anlagen sowie auf der Hamburger Versuchsanlage eine Herabsetzung der Oxydierbarkeit um 30—50 Proz. erreicht.

Zur Erzielung eines nicht mehr fäulnisfähigen Abflusses ist eine längere Ausfäulung notwendig, die von Roth & Bertschinger für normales städtisches Abwasser auf ca. 30 Tage angegeben wird. In den gewöhnlichen Faulraumanlagen, die mit erheblich kürzerer Behandlungszeit $\frac{1}{2}$ bis 2 Tage arbeiten (s. u.), ist ein nicht mehr fäulnisfähiges Endprodukt unter alleiniger Anwendung des Faulprozesses nicht zu erreichen.

Der letztere Zweck kann jedoch durch nachfolgende genügende Verdünnung mit indifferentem Wasser (Oberflächenwasser), die von Fall zu Fall durch Versuche zu ermitteln ist, erreicht werden.

Ohne eine solche Verdünnung kann das Faulverfahren als selbständige Reinigungsmethode kaum in Frage kommen.

Zur Feststellung des Effekts von Faulraumanlagen genügt es nicht, lediglich Durchschnittsproben der Zu- und Abflüsse zu vergleichen. Zur abschließenden Beurteilung des Effekts ist die Aufstellung einer Gesamtbilanz über den Verbleib der gesamten gelösten und ungelösten Stoffe anzustreben, in der Weise, daß für einen bestimmten Zeitraum etwa gleich der Schlamm-entfernungsperiode die gesamte Trockensubstanz im Zufluß derjenigen im Abfluß, zu welcher die gesamte Schlammmenge im Faulraum zugeschlagen ist, gegenübergestellt wird. Die Differenz ergibt die Menge der organischen Stoffe, die durch Vergasung entwichen sind. Zu diesem Zwecke ist es (wie oben für alle Zwecke als notwendig bezeichnet) erforderlich, daß die Zu- und Abflußmengen fortlaufend registriert gemessen und häufig Durchschnittsproben entnommen und untersucht werden. Selbstverständlich ist auch eine Feststellung der Schlammengen und des durchschnittlichen Wassergehaltes derselben notwendig. Die durch die Vergasung ausgeschiedene Menge der Trockensubstanz dürfte am besten der einmal vorhandenen Bezeichnung „Schlammverzehrung“ entsprechen.

Pathogene Keime werden durch das Faulverfahren in ihren Lebensäußerungen wohl geschwächt, teilweise auch abgetötet. Eine sichere Unschädlichmachung der Keime durch Faulverfahren findet aber nicht statt. Immerhin leistet das Faulverfahren durch die erwähnten Einwirkungen sowie auch durch die größere Behandlungsdauer mehr als die gewöhnlichen Absitzverfahren.

Die Konstruktion der Faulräume.

Die Größenbemessung der Faulraumanlagen hängt von der Beschaffenheit und Konzentration der zu behandelnden Abwässer und von den besonderen Verhältnissen des Einzelfalles ab. Konzentrierte Abwässer insbesondere mit vielen kompakten Abfallstoffen (Exkrementen) brauchen eine größere Aufenthaltsdauer im Faulraum als verdünnte oder bereits teilweise gefaulte Abwässer. Die Abkürzung der Aufenthaltsdauer im ersten Fall hat man bisweilen dadurch herbeizuführen gesucht, daß man die festen Stoffe hinter dem Einlauf so zurückhält bzw. lagert, daß sie vom zuströmenden Ab-

wasser durchspült und möglichst schnell zertrümmert bzw. ausgelaugt werden.

Nach dem fünften Bericht der „Royal Commission“ [7] braucht bei Faulräumen als Vorreinigung (für biologische Körper) die nötige Durchflußzeit nur in seltenen Fällen mehr als 24 Stunden oder weniger als 12 Stunden zu betragen. Bei kleineren Wassermengen, z. B. Krankenhäusern, Hauskläranlagen, wird bisweilen die Aufenthaltsdauer zweckmäßig erheblich größer gewählt.

Infolge des oben erwähnten Umstandes, daß durch die bei dem Faulungsprozeß aufsteigenden Schlammfladen die Sedimentation gestört wird, ist es zweckmäßig, die Schlammfaulanlagen mehrteilig (mindestens zweiteilig) anzuordnen, in der Weise, daß in dem einen Teil die Durchfaulung erfolgt und in den übrigen Teilen vorwiegend die Sedimentation der aufgewirbelten Suspensionen bewirkt wird. Nach dem oben erwähnten Bericht der „Royal Commission“ sollten stets mindestens zwei Faulräume vorhanden sein, von denen jeder für sich allein betrieben werden kann.

Weitere Rücksichtnahmen auf die Sedimentation bedingen, wie bei den Absitzanlagen, die Anordnung der Ein- und Ausläufe bzw. Verbindungen der einzelnen Räume derart, daß weder die Schwimm- noch die Sinkschicht nachteilig beeinflußt wird. Die diesen Zwecken dienenden festen oder beweglichen Röhren- und Tauchbrettkonstruktionen usw. in den Sedimentierräumen müssen sich auf eine solche Tiefe erstrecken, daß, den Schwankungen des Wasserspiegels in der Faulraumanlage entsprechend, die Schwimmschicht für gewöhnlich nicht in die Entnahmezone der eigentlichen Klärschicht gelangen kann.

Für die Ausnützung der Faulräume als Ausgleichsbehälter empfiehlt es sich (durch entsprechende Schieberdrosselung) den Auslauf auf einen, der Aufenthaltsdauer entsprechenden, gleichmäßigen sekundlichen Abfluß einzustellen.

Die Wände und die Sohle sowie die Einbauten der Faulräume sind mit Rücksicht auf die aggressiven Eigenschaften der Faulraumgase und Wasser (infolge des Schwefelwasserstoffs) aus möglichst widerstandsfähigem Material, natürliche Steine, gesinterter Ton bzw. Steinzeug, zu wählen. Zement unterliegt, ungeschützt, der Zerstörung. Eisen, auch Messing, Kupfer usw. wird relativ rasch zerstört. Dagegen scheinen bestimmte Hölzer, insbesondere Eichenholz, den Angriffen gut standzuhalten. Erdbecken kommen nur für provisorische Anlagen in Betracht.

In bezug auf die Schlammmentleerungsperioden zeigen die gemachten Erfahrungen keine Einheitlichkeit. Während von einer Seite der Vorteil einer möglichst langen Schlamm Lagerung im Faulraum betont wird (z. B. [8]) wird von anderer Seite in bezug auf einen besseren Effekt der Behandlung des Abwassers vorgeschlagen, die Räumung in Perioden von wenigen Monaten zu bewirken (z. B. [9]). Die Periode der Schlammmentfernung hängt ferner ab von der Größe der zur Verfügung stehenden Schlamm trockenplätze und weiter, ob die bei größerem Schlammanfall gesteigerten Geruchsbelästigungen für die Umgebung irrelevant sind. Für größere Anlagen empfiehlt der erwähnte fünfte Bericht der „Royal Commission“, in kurzen Zeitabständen kleinere Mengen abzulassen.

Die im einzelnen günstigste Disposition wird man zweckmäßig von den Betriebsergebnissen im speziellen Fall abhängig machen.

Die Sohle der Faulraumanlagen wird gewöhnlich eben hergestellt. Mit Rücksicht auf die Schlammmentfernung, die aus hygienischen Gründen wenigstens bei größeren Anlagen möglichst wenig von Hand bewirkt werden sollte, empfiehlt sich die Anordnung vertiefter Schlammbrunnen, aus denen der Schlamm abgepumpt oder mit natürlichem Druck abgelassen werden kann. Bisweilen ist auch die Schlammmentfernung durch einen über die ganzen Faulräume beweglichen Schlamm-bagger (Eimerleiter oder Greifbagger) versucht worden.

Die Frage der Überdeckung der Faulräume ist ebenfalls noch eine offene. Nach Bezault [8] bietet ein vor Luft, Licht und besonders vor den Unbilden des Wetters geschützter Faulraum die besten Gärungsbedingungen. Andererseits bestehen zahlreiche große Anlagen, wo mit offenen Faulräumen befriedigende Ergebnisse erzielt wurden (vgl. oben unter Schwimmschicht). Außer der oben erwähnten Explosionsgefahr, spricht gegen eine feste massive Überdeckung der Faulräume die Frage der leichten Schlamm-ausräumung. Zu diesem Zwecke empfiehlt sich, wenn eine Überdeckung gewünscht wird, mindestens eine möglichst große Beweglichkeit (z. B. Bohlenbelag) derselben zu wählen, um zu allen Teilen des Schlammraumes leicht gelangen zu können. Soll die Überdeckung massiv erfolgen, so muß dieselbe hoch genug über der Schlammoberfläche bzw. Wasseroberfläche angeordnet werden, daß ein Arbeiten in dem Faulraum noch möglich ist. Für die Schlammmentfernung sind große Öffnungen in der massiven Überdeckung selbst erforderlich.

Während des Betriebs müssen Gasabzüge durch die massive Überdeckung die Ableitung der Faulraumgase gewährleisten. Wegen Geruchsbelästigungen bei der Schlamm-ausräumung (der Schlamm besitzt meist erheblichen Schwefelwasserstoffgeruch) und Fliegenplage sollten in der Nähe von Bebauung auf mindestens 100 m Entfernung keine offenen Faulräume angelegt werden.

Zum Schutz gegen Fliegenplage (insbesondere in den Tropen) ist auch schon die Überspannung offener Faulräume mit Drahtnetz vorgeschlagen worden. Zweckmäßig ist auch eine Umpflanzung von Faulraumanlagen mit Bäumen und dichtem Gebüsch.

Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle:

1. Kontrolle des Effekts von Faulräumen durch Messung der bei den periodischen ganzen oder teilweisen Entleerungen entfernten Schlamm-mengen (bei fortlaufender Abwassermessung), Bestimmung des Wasser-gehaltes im Schlamm.
2. Kontrolle der Zusammensetzung der Zu- und Abflüsse durch periodische Untersuchung größerer Durchschnittsproben auf suspendierte und ins-besondere auch auf gelöste Stoffe.
3. Kontrolle in bezug auf Geruchsbelästigungen während des Faulraum-betriebs und insbesondere bei der Behandlung und Beseitigung der jeweils abgelassenen gefaulten Schlammengen.

Literatur:

- [1] Calmette, L'épuration biologique et chimique des eaux d'épout. Paris, Bd. 3, 1908, S. 111.
 [2] Roth u. Bertschinger, Korrespondenzblatt für Schweizer Ärzte. XXX. Jg., 1900.

[3] Dunbar, Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage, 1907.

*) Favre, Ges.-Ing., 1907, Nr. 50.

[4] Thumm, Zeitschrift für Medizinalbeamte, 1905. Beilage „Offizieller Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Medizinal-Beamten-Vereins Heidelberg 8./9. September 1905“, S. 95.

[5] Harding and Harrison, Report on experiments in Sewage Disposal Leeds. 1905, S. 54.

[6] Fowler, Die Behandlung des Abwassers unter tropischen Verhältnissen. Referat XIV, internationalen Kongreß für Hygiene und Demographie, Berlin, September 1907.

[7] Royal Commission on Sewage Disposal. Tifth Report London, 1908. Wyman & Sons Ltd.

[8] Bezault, Du rôle de la fosse septique dans l'épuration biologique; La Technique Sanitaire, 1908, Heft 10/11.

[9] Liversedge, Surveyor, 1909, Bd. 35, S. 525.

V. Chemische Fällungsverfahren.

Die Klärung von Abwässern mittels chemischer Zuschläge ist eine der ältesten Abwasserbehandlungsmethoden. Sie hat bei der in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts erfolgten Aufnahme der Abwasserreinigung sowohl in England wie auch in Deutschland eine große Verbreitung gefunden. Vor dem Auftauchen des künstlichen biologischen Verfahrens bildete sie außer der Landbehandlung auch das einzige weitergehende Klärverfahren. Insofern als man hiermit bei richtig bemessenen, relativ geringen Zuschlägen ein in höherem Grade von den ungelösten und teilweise von den gelösten Stoffen befreites relativ klares Wasser erzielen konnte, war die chemische Klärung den gewöhnlichen Absatzverfahren zweifellos überlegen. Man hielt die Fällung mittels Zuschläge insofern auch für rationeller, als man glaubte, hierdurch den anfallenden Schlamm für die weitere Behandlung, Entwässerung und Verwertung geeigneter machen zu können. In einzelnen Fällen traf die Erwartung auch zu (s. Kohlebreiverfahren). Dagegen führte die Klärung selbst mit Ausnahme des vorerwähnten Verfahrens insofern zu Enttäuschungen, als das geklärte Wasser seine Fäulnisfähigkeit meist nicht völlig verlor und außerdem durch Nachfällungen in der Vorflut unliebsame Mißstände zur Folge hatten (vgl. König [1]).

Die vielfach vertretene Ansicht, daß der chemischen Klärung deswegen überhaupt keine praktische Bedeutung mehr zukomme, ist nicht richtig. In diesem Sinne spricht sich auch die Royal Commission von England in ihrem 5. Berichte aus.

Für städtische Abwässer mit viel gewerblichen Abflüssen, die Fett und Seifen, Farbstoffe, Textil- und Zellulosefasern oder Mineralsäuren enthalten, vollends aber für solche gewerbliche Abwässer allein, ist der Zusatz von Chemikalien vielfach unentbehrlich, insbesondere bei einer nachfolgenden biologischen Behandlung derartiger Wässer.

Die chemische Klärung ist auch heute noch insbesondere in England als Vorreinigung für Abwässer mit gewerblichen Zufüssen und auch für rein häusliche Abwässer vielfach im Gebrauch (vgl. Schiele [2]).

Die den Abwässern zugesetzten Fällungsmittel bewirken bei richtiger Dosierung und Durchmischung mit dem Abwasser zunächst eine erhöhte Ausscheidung der ungelösten Stoffe. Infolge der Umhüllung der einzelnen Schmutzteilchen entsteht eine größere Flockenbildung. Die Flocken sedi-

mentieren infolge der Beschwerungsmittel, die gewöhnlich in Form von Metallsalzen zugesetzt werden, rascher ab. Je nach Art der Zuschläge erfolgt aber auch bisweilen eine Beeinflussung bezw. teilweise Ausscheidung der gelösten Stoffe durch Bindung bezw. Absorption. Am stärksten tritt die letztere bei der Torf-(Kohle-)breiklärung auf. Bei der Kalkklärung werden gelöste Stoffe im Abwasser praktisch so gut wie nicht ausgeschieden, zuweilen erfahren die letzteren sogar eine Zunahme, indem bei Überschuß von Kalk Schmutzteile in lösliche Form gebracht werden.

Geeignete Zuschläge für die Fällung an sich sind sehr zahlreich. Die häufigsten sind Kalk, sowie Metallsalze, Eisenvitriol (Eisensulfat), Eisenalaun (schwefelsaure Tonerde und Eisensulfat), schwefelsaure Tonerde, Ferrozone, Eisenchlorid, Schwefelsäure usw. Eine ausführliche Zusammenstellung der bekannt gewordenen chemischen Fällungs- und Reinigungsmittel gibt König [1] Bd. I, S. 353 u. ff. Über die zweckmäßigsten Klärmittel sind verschiedentlich Untersuchungen angestellt worden, die aber wegen der Verschiedenheit der Abwässer im einzelnen Fall sich nicht übertragen lassen. Bei derartigen in den Jahren 1887 bis 1901 auf der Kläranlage in Frankfurt am Main ausgeführten Versuchen (vgl. Tillmans [3]) wurde mit schwefelsaurer Tonerde und Kalk die beste Wirkung erzielt (allerdings bei geringem Mehreffekt gegenüber mechanischer Klärung). Bei den vom Gesundheitsamt in Lawrence durch Hazen angestellten Versuchen wurden nach dem Bericht des ersteren vom Jahre 1890 bei gleichem Kostenaufwand mit Ferrisulfat die besten Resultate erzielt; nahezu gleichwertig war Eisenalaun mit Kalk, etwas geringer schwefelsaure Tonerde.

Die zweckmäßigsten und wirtschaftlichsten Zusätze müssen im speziellen Fall durch systematische Vorversuche ermittelt werden.

Im allgemeinen ist man bestrebt, nur solche Zusätze zu wählen, die nicht zuviel Schlamm erzeugen, sofern letzterer, wie gewöhnlich, keine besondere Verwertung zuläßt. Die Zuschlagsmengen richten sich jeweils nach der Konzentration und der Beschaffenheit des Abwassers überhaupt. Den jeweiligen Chemikalienzusatz den letzteren anzupassen, verlangt insbesondere bei einem häufigen Wechsel derselben von vornherein eine ständige sorgfältige Wartung. Die günstigste Menge der Zusätze wird in der Praxis durch direkten Versuch in der Weise gewonnen, daß man fortlaufende Stichproben aus dem Mischgerinne vor dem Einlauf in die Sedimentationsanlage entnimmt und beobachtet, ob die günstigste Flockenbildung (in der Praxis vielfach als Aufschluß bezw. Bruch bezeichnet) erreicht ist.

Am häufigsten ist wegen seiner leichten Beschaffung und Billigkeit die Verwendung von Kalk, selten allein, meist in Verbindung mit Eisensalzen als Beschwerungsmittel.

Zweckmäßig ist möglichst reiner Ätzkalk (CaO), der wenig kohlen-sauren Kalk enthält. Aus weißen Kalkgesteinen hergestellter Ätzkalk besitzt eine Reinheit von 95—97 Proz. Bisweilen kann auch Kalk von geringerer Reinheit noch zweckmäßige Verwendung finden. Der Ätzkalk in Stücken wird in Rührwerken abgelöscht und zu Kalkmilch verarbeitet. Bei wechselnder Abwassermenge und Konzentration ist zwischen dem Rührwerk und dem Mischgerinne (s. u.) ein genügend großer Vorratsbehälter einzufügen. Der Kalkzusatz schwankt zwischen 30—250, selbst bis 500 g pro cbm.

Die billigsten Beschwerungsmittel bei der Kalkklärung sind die Eisensalze; am häufigsten wird Eisensulfat verwendet. Auch hier schwanken die Zuschläge ganz erheblich, nach bekannten Beispielen zwischen 15 und 85 g pro cbm. Von Bedeutung ist hierbei, ob die zu behandelnden Abwässer bereits Eisensalze enthalten. In manchen Fällen genügen bereits die in den Abwässern enthaltenen Eisensalze (z. B. Abflüsse aus Eisenbeizen) für eine ausreichende Fällung.

Eisensulfat wird bisweilen auch als alleiniges Fällungsmittel benutzt, so in Leipzig, wo nur 60—70 g pro cbm (bei allerdings dünnem Abwasser) für einen günstigen Kläreffekt genügen. Die Eisensalze haben den weiteren Vorteil, daß sie auch einen Teil der im Abwasser gelösten Stoffe auszuscheiden vermögen, andererseits haben sie den Nachteil, daß sie in den geklärten Abflüssen durch Bildung von Schwefeleisen eine entsprechende Schwarzfärbung verursachen können. Allerdings besteht die Möglichkeit, die überschüssigen Eisensalze nach Art der Trinkwasserenteisung wieder auszuscheiden.

Bei der schwefelsauren Tonerde trifft dieser Nachteil nicht zu. Sie gilt im allgemeinen als wirksameres Beschwerungsmittel wie die Eisensalze, ist dagegen in der Beschaffung erheblich teurer (100 kg kosten selbst im Großbezug ca. 4—5 M.). Als wirksamer Bestandteil der Tonerde wird das Aluminiumoxyd (Al_2O_3) angesehen, das gewöhnlich nur wenige Prozente (10—15) des Gesamtproduktes beträgt. Der Zusatz an schwefelsaurer Tonerde schwankt ebenfalls sehr erheblich, von 30—300 mgr pro cbm und erfolgt bisweilen vorteilhaft in warmer Lösung. Sehr häufig wird schwefelsaure Tonerde zusammen mit Eisensulfat als Eisenaun verwendet. In England tritt Eisenaun vielfach auch als alleiniges Klärmittel auf (vgl. [2]).

Die Chemikalien (mit Ausnahme des Kalkes) können in fester Form oder als Lösungen in dem Mischgerinne zugesetzt werden. Die erstgenannte Methode mag bei kleineren Anlagen bisweilen genügen; zweckmäßiger ist zweifellos die Zugabe in gelöster Form. Die Lösungen werden gewöhnlich mit reinem Wasser, bisweilen auch mit Abwasser selbst hergestellt und zugesetzt. Über die für die Zubereitung, Aufgabe und Vermischungen der Lösungen gebräuchlichen konstruktiven Vorrichtungen vgl. [2]. In bezug auf wechselnde Abwassermenge und Beschaffenheit muß die Aufgabevorrichtung leicht regulierbar sein, zweckmäßig sind selbstregelnde Konstruktionen. Die Vermischung mit den Abwässern vor der Absitzanlage erfolgt bei solchen Zuschlägen, die sich weniger leicht mit dem Abwasser gleichmäßig vermischen (z. B. Kalk), mittels sog. Mischgerinnes, einem genügend langen (ca. 20—50 m) Gerinne, in welchem durch zungenförmige Einbauten eine Auf- und Ab- bzw. Hin- und Herbewegung des Wassers und damit eine innige Vermischung erzeugt wird. Bei der Kalk- und bei der Kohlebreiklärung werden die Beschwerungsmittel erst in der zweiten Hälfte des Mischgerinnes zugesetzt, nachdem die Abwässer sich bereits mit den ersten Zuschlägen genügend vermischt haben.

Die Sedimentationsanlagen können, sofern die Aufenthaltsdauer in denselben für die Einwirkung der Zuschläge und die Ausfällung genügt, jede der früher erwähnten Ausbildungsarten aufweisen; die für den vollständigen Fällungsprozeß erforderliche, bisweilen beträchtliche Dauer ist durch die oben erwähnten systematischen Vorversuche zu ermitteln. Vielfach sind Brunnen und Türme (Heberglocken) für die Fällungsanlagen gewählt worden,

in der Ansicht, daß die niedersinkenden Flockenmassen die Ausfällung aus dem aufsteigenden Abwasser begünstigen (schwebendes Filter). Nach den praktischen Erfahrungen scheint das zuzutreffen; in welchem Maße, darüber fehlen vergleichende Versuche.

In bezug auf den Reinigungseffekt haben die Fällungsmethoden, wie oben erwähnt, insofern den Erwartungen nicht entsprochen, als das geklärte Abwasser seine Fäulnisfähigkeit nicht verlor, eine Ausnahme bildet hierbei das Kohlebreiverfahren. Durch die Betriebsresultate zahlreicher Anlagen (insbesondere auch in England) ergab sich, daß die chemische Fällung in der Hauptsache nur eine zum Teil erhebliche Ausscheidung der ungelösten Stoffe (75—85 Proz.) bewirkt. In bezug auf Ausscheidung gelöster Stoffe kommen außer der Kohle nur Eisensalze in Betracht, die eine geringe Ausscheidung der ersteren zu bewirken vermögen.

Günstig ist der Effekt chemischer Zusätze bei gewerblichen Abwässern, welche insbesondere Farbstoffe, Fette und Seifen, sowie Fasern jeder Art enthalten, indem sie in bezug auf die Zurückhaltung dieser Stoffe mehr leisten als die übrigen Methoden. Die Abscheidung von Fett allein aus gewerblichen Abwässern kann durch Zusatz von Schwefelsäure erreicht werden, wonach das Fett sich flockenartig abscheidet.

Zusätze von Kalk sind insbesondere zur Abstumpfung von Säuren zweckmäßig auch in Einzelkläranlagen auf Fabrikgrundstücken zur Bindung derselben, um das Kanalmaterial vor Angriffen zu schützen. Sollen derartige säurehaltige Wässer auf künstlichem oder natürlichem biologischem Wege gereinigt werden, so ist eine solche vorherige Abstumpfung der Säuren unerlässlich.

Der im behandelten Abwasser vorhandene Kalküberschuß erzeugt sehr häufig Ausfällungen in der Vorflut dadurch, daß die in der letzteren enthaltenen Bikarbonate zu einfach kohlensaurem Kalk reduziert werden, der sich alsdann niederschlägt. Der freie Kalk wirkt schädigend auf das Pflanzen- und Tierleben in der Vorflut.

Ein weiterer Übelstand der Fällungsmethoden ist der beträchtliche Schlammfall, der sich dadurch erklärt, daß zunächst eine große Ausscheidung ungelöster Schmutzstoffe erfolgt, und daß die feinverteilten Zuschläge insbesondere einen ebenfalls sehr wasserhaltigen Schlamm bilden. Die umhüllten Schmutzteilchen nehmen ein ganz erheblich größeres Volumen ein. Ein Zuschlag von 250 g Kalk entspricht bei 95 Proz. wasserhaltigem Schlamm allein einer Schlammvermehrung von ca. 5 Liter. Bei den chemischen Fällungen erhält man erfahrungsgemäß mindestens 10 und bis 30 und mehr Liter wässrigen Schlamm pro cbm. Durch die bisweilen kolossale Schlammbildung wird die Wahl der Zuschläge bei bestimmtem Abwasser begrenzt, weil die entstehende Schlammmenge zu groß und die letztere ihrer gallertartigen Natur wegen schwer zu entwässern ist.

Über die Trocknung und eventuelle Verwertung des Schlammes aus chemischen Fällungsverfahren vgl. X.

Die chemische Reinigung durch oxydierend wirkende Chemikalien ist ebenfalls seit Jahren schon versucht worden.

Als Zusätze sind zur Anwendung gelangt bzw. vorgeschlagen worden: hauptsächlich übermangansaure, salpetersaure oder phosphorsaure Salze. Aussichtsreich erscheint die Verwendung von Chilisalpeter.

Bei diesen Verfahren ist es im Prinzip zweckmäßig, die Hauptschmutzmenge zunächst durch mechanische Verfahren abzuscheiden.

Abgeschlossene Erfahrungen über derartige Verfahren liegen noch nicht vor.

Kohlebreiverfahren.

Wie oben bereits erwähnt, zeichnet sich das Kohlebreiverfahren dadurch aus, daß es bei richtigem Betrieb instande ist, fäulnisfreie Abflüsse zu liefern. Das Verfahren stammt von dem früh verstorbenen Privatdozenten Degener; in konstruktiver Hinsicht wurde es von dem verstorbenen Ingenieur Rothe ausgebildet, weshalb das Verfahren auch als Rothe-Degenersches Kohlebreiverfahren bezeichnet wird. Degener [4] wollte die Reinigungswirkung des Bodens künstlich nachahmen, deren Ursache er in Absorptionswirkungen durch humose Stoffe des Bodens vermutete. Diese Ansicht führte zur Wahl möglichst humöser Stoffe als Zuschläge. Als solche schienen ihm in erster Linie Torf und Braunkohle geeignet. In der weiteren Entwicklung des Verfahrens hat sich insbesondere Proskauer [5] durch wissenschaftliche Untersuchung des Verfahrens verdient gemacht. Das Kohlebreiverfahren ist in verschiedenen Orten, insbesondere in der Umgebung von Berlin eingeführt, so in Oberschöneweide, Tegel, Spandau, Potsdam, Köpenick, sowie an einigen anderen Orten, Elbing usw.

Die in den bestehenden Anlagen benutzte Braunkohle ist gewöhnlich Abfallkohle von Fürstenwalde, bisweilen auch aus böhmischen Gruben. Die Zusammensetzung der genannten Braunkohlen ist aus der Tabelle ersichtlich. Die Braunkohle ist relativ billig. Bei Schiffbezug kostet ein Hektoliter ca. 30—40 Pfg. Die Braunkohle wird in Kohlenmühlen gemahlen und in einem Kollergang zu feinem Schlamm verarbeitet, der in einem Rührbehälter als dünnflüssiger Brei erhalten wird.

Zusammensetzung der Braunkohle (Abfallkohle) in Proz.

	Fürstenwalde	Böhmische
Kohlenstoff	34,4	34,5
Wasserstoff	3,2	3,4
Sauerstoff und Stickstoff . . .	13,9	—
Schwefel	0,7	1,0
Wasser	40,3	36,6
Asche	7,5	9,6

Die Zusätze an Braunkohle richten sich ebenfalls wieder nach der Abwasserbeschaffenheit. Sie kann darnach $1\frac{1}{2}$ bis 3 kg pro cbm betragen. Der flüssige Kohlebreischlamm wird auf seine richtige Dosierung durch Bestimmung des spezifischen Gewichts (mittels der Beauméschale) bestimmt. Erforderlich ist, daß die zu verwendende Braunkohle sich möglichst fein „schleifen“ läßt. Körnige Kohle ist in dieser Hinsicht ungeeignet.

Die Vermischung mit dem Abwasser erfolgt mittels Mischgerinne, wie oben S. 43.

Die Benutzung von Torf ist seltener. Da der Torf, wie er gestochen wird, benutzt werden muß, kommt die Anwendung nur an Orten in Frage, in deren Nähe der Torf selbst gewonnen werden kann (wie z. B. im oberen Rheintal und den norddeutschen Moorgegenden), weil eine Bahnfracht wegen des hohen Wassergehaltes des Torfes (85 Proz.) unrationell und zu teuer wäre. Für die Klärung eignet sich alter Torf, indem die Moose und Gräser

möglichst zerfallen sind. Die Anwendung von Torf hat sich bis jetzt auch nur auf Versuche beschränkt. Von denselben sind zu nennen der Torfbreiklärversuch der Stadt Stuttgart auf der Tegeler Anlage [6], ferner ein Torfbreiklärversuch von Steuernagel in Essen und ein solcher auf der Anlage in Baden-Baden u. a. Der bei dem erstgenannten Versuch verwendete Torf aus Ober-Schwaben enthielt 15—18 Proz. Trockensubstanz. Der Kohlenstoffgehalt des letzteren betrug 44 Proz. Der Rohtorf bedarf zunächst einer gründlichen Durchmischung, worauf er sich in Rührwerken in Breiform auflösen läßt. Die Zusatzmengen sind an Trockensubstanz, mit Braunkohlen verglichen, ungefähr dieselben.

Die Ansicht, daß der Humusgehalt der Kohle bzw. des Torfs von Bedeutung sei, hat sich bis jetzt erhalten (vgl. [5]). Die zugesetzten Metallsalze bilden mit den Humusstoffen (Huminsäuren u. dgl.) unlösliche, großflockige Niederschläge, welche die feinsten schwebenden Partikelchen umhüllen und sie zu Boden reißen. Gewöhnliche Kohle (Steinkohlebrei) mit geringem oder keinem Humusgehalt ergibt unzureichende Effekte. Dagegen läßt sich Steinkohle als Teilzuschlag unbeschadet des Kläreffektes benutzen.

Als Beschwerungsmittel dienen in erster Linie schwefelsaure Tonerde und ferner Eisensalze (Eisensulfat). Die Zuschläge an Tonerde bzw. Eisensalzen wechseln nach der Abwasserbeschaffenheit im einzelnen ebenfalls sehr erheblich, sie betragen bei bekannten Anlagen 200—350 g und mehr pro cbm. Der Umfang der Verwendung von Eisensalzen ist jeweils von der Beschaffenheit der Abwässer abhängig zu machen (mit Rücksicht auf eine Schwefeleisenbildung bei Auftreten von Schwefelwasserstoff in den letzteren). Auch die Chemikalienlösung wird während des Betriebes gewöhnlich durch Bestimmung des spezifischen Gewichtes kontrolliert.

Bislang wurden für die Fällung selbst meist die Rotheraschen Klärtürme (s. d.) verwandt. Es hat sich dabei in der Praxis gezeigt, daß speziell für die Kohle-(Torf-)breifällung eine geringe Durchflußgeschwindigkeit (nicht über 1 mm/sec) erforderlich war. Von Spezialisten des Verfahrens wird dem „schwebenden Filter“ bei der Fällungsmethode eine besondere Bedeutung zugemessen.

Von verschiedener Seite ist indessen auch vorgeschlagen worden, offene Absitzanlagen zu verwenden, so von Proskauer, Reichle und Dost usw. Eine Kohlebreianlage mit offenen Absitzbecken ist in der Kläranlage von Köpenick durchgeführt worden und zwar derart, daß bei den dort günstigen Bodenverhältnissen (reiner Sandboden) und dem zur Verfügung stehenden umfangreichen Gelände drei große Klärteiche von je ca. 1 ha Größe angelegt wurden, welche, sobald sie mit Schlamm genügend erfüllt sind, vom darüberstehenden Wasser entleert und als Schlamm-trockenplätze benutzt werden (vgl. Heine [7]).

Nach den Erfahrungen in Köpenik läßt sich das Verfahren auch in dieser Weise durchführen.

Der qualitative Effekt der Kohle-(Torf-)breiklärung ist bei sachgemäß geleitetem Betriebe ein durchweg zufriedenstellender (vgl. [5]). Der organische Stickstoff wird um 80 Proz. herabgesetzt. Die Wässer zeigen bisweilen noch einen hohen K.-P.-Verbrauch (der vermutlich auf die ausgegangenen Huminstoffe zurückzuführen ist), ein Nachfaulen der geklärten Wässer findet bei richtig gewählten genügenden Zusätzen nicht statt. Bei den erwähnten Torfbreiklärversuchen der Stadt Stuttgart in Tegel [6] hat bei

einem Zusatz von 2,5—3 kg Torf und 200—300 g schwefelsaurer Tonerde und Eisensulfat pro Kubikmeter Abwasser die durchschnittliche Abnahme der suspendierten Stoffe 93 Proz., diejenige der organischen gelösten Stoffe 65 Proz. und die Herabsetzung der Oxydierbarkeit 73 bis 80 Proz. betragen.

In bakteriologischer Hinsicht wird durch die Zuschläge eine erhebliche Ausfällung von Keimen bewirkt, eine ausreichende Desinfektion der Wässer kann jedoch erst durch Chlorkalkzusatz erreicht werden (vgl. Proskauer und Elsner [5]).

Die Schlammmenge ist entsprechend den Kohlenzusätzen naturgemäß eine sehr große. Der aus der Absitzanlage gewonnene dünnflüssige Schlamm kann 25—30 l pro cbm des behandelten Abwassers betragen. Die große Schlammmenge ist aber insofern unbedenklich, weil der Schlamm nicht mehr in stinkende Fäulnis übergeht, leicht trocknet und durch Verbrennen oder Vergasen nutzbringend verwertet werden kann. Die Abtrocknung erfolgte seither in den Rothescen Anlagen durch Pressen; sie kann wahrscheinlich auch durch Zentrifugieren erfolgen, was bis jetzt zwar noch nicht erprobt, aber nach den Schleuderversuchen mit gewöhnlichem Schlamm nicht unwahrscheinlich ist. Über die Trocknung und Benutzung von Kohlebreischlamm s. u. Schlammpressen, Verbrennung und Vergasung.

Die Betriebskosten des Verfahrens sind mit Rücksicht auf die erforderlichen maschinellen Einrichtungen nicht unbedeutend. Sie betragen je nach den Verhältnissen 1,50 M. bis 3 M. pro Kopf und Jahr. Diese Kosten lassen sich aber nicht unmittelbar in Vergleich stellen mit denen anderer Klärmethoden. Zunächst ist zu beachten, daß hierbei die Schlammfrage wegen der Brennbarkeit oder Vergasungsfähigkeit des Schlammes bereits mitgelöst ist, ein Punkt, der beim Vergleich mit anderen Verfahren gewöhnlich außer acht gelassen wird. Die Kohlebreianlagen können, weil nahezu geruchlos, in bebauten Gebieten erstellt werden, während andere Klärverfahren nur in größerer Entfernung von der Stadt anwendbar sind. Bei einem Kostenvergleich mit solchen Verfahren müßten also auch die Mehrkosten für die Fortleitung der Abwässer berücksichtigt werden. Zieht man alle diese Momente in Betracht, so kann das Kohlebreiverfahren zweifellos in geeigneten Fällen zweckmäßig zur Anwendung gelangen bzw. ist es im Vorteil, wenn es darauf ankommt, die Reinigungsanlage in bewohntem Gebiet zu erstellen, oder wenn die Möglichkeit gegeben ist, den Schlamm durch Verbrennen oder Vergasen nutzbringend zu verwerten, dadurch, daß sich der Klärbetrieb mit dem Betrieb einer städtischen Kraftanlage räumlich vereinigen läßt, wodurch sich bei dem gemeinschaftlichen Betriebe auch die Kosten für Unterhaltung und Beaufsichtigung der Kläranlage reduzieren.

Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle chemischer Fällungsanlagen:

Kontrolle der gesamten Schlammengen und deren Wassergehalt (bei fortlaufender Abwassermessung) — Kontrolle der Zu- und Abflüsse durch periodische Untersuchung von Durchschnittsproben derselben (Fäulnisfähigkeit der Abflüsse?), Bestimmung der in den Abflüssen eventuell noch enthaltenen überschüssigen Klärmittel — fortlaufende Notierung der Zuschlagsmengen — Kontrolle auf günstige Flockenbildung durch periodische Stichproben aus dem Mischgerinne — Kontrolle der Vorflut auf Einwirkung der

gereinigten Abflüsse und speziell der überschüssigen Chemikalien, Kontrolle der Schlammbehandlung und Beseitigung überhaupt.

Literatur:

- [1] König, Die Verunreinigung der Gewässer, Bd. I u. II.
- [2] Schiele, Mitteilungen a. d. Kgl. Prüfungsanstalt f. Wasservers. u. Abwässerbes., Heft 11, 1909.
- [3] Tilmans, Wasser und Abwasser, Bd. I, 1907, S. 313.
- [4] Degener, Vierteljahrsschr. f. ger. Med. u. öff. San., Bd. XV, H. 1.
- [5] Proskauer u. Elsner, Vierteljahrsschr. f. ger. Med. u. öff. San., Bd. XVI, 1898, Suppl.-H.
- [6] Schury u. Bujard, Mitteilungen a. d. Kgl. Prüfungsanstalt f. Wasservers. u. Abwässerbes., Heft 8, 1907.
- [7] Heine, Elektrotechn. Zeitschr. 1909, Nr. 25.

VI. Künstliche biologische Reinigung.

Unter den bekannten Methoden zur Beseitigung der Fäulnisfähigkeit sind die biologischen Reinigungsmethoden zweifellos die wichtigsten.

Unter den letzteren versteht man alle diejenigen Methoden, bei welchen Abwässer durch Kontakt mit natürlich oder künstlich aufgeschichtetem Material gereinigt werden und bei welcher Reinigung (im Gegensatz zur Faulung als Reduktion) eine Oxydation der gelösten und der ungelösten fäulnisfähigen Schmutzstoffe eintritt. Den Ausgangspunkt der biologischen Reinigung bildeten die Versuche von Frankland (1870) über die Behandlung von Abwässer auf durchlässigem natürlichen Boden (intermittierende Bodenfiltration) und die in den Jahren 1889—1891 vom Massachusetts State Board of Health, Boston ausgeführten Versuche, durch welche festgestellt wurde, daß sowohl bei natürlichen als auch bei künstlich aufgeschichteten Filtern die Schmutzstoffe, die zurückgebliebenen ungelösten sowie die gelösten nach dem Kontakt mit dem Material zum größten Teil eine Oxydation erfahren hatten, sofern eine genügende Luftzuführung bewirkt wurde. Im Gegensatz zu der Behandlung von Abwässer auf natürlichem Boden bezeichnet man die Behandlung in künstlich aufgeschichtetem Material, als welches sich Schlacke, Koks, Kohle, Sand und Kies sowie Steinschlag aus natürlichen oder künstlichen Gesteinen eignen, als künstliche biologische Verfahren. Die ersten biologischen (Füll-)Körper wurden 1891 von Diddin in Barking (London) erbaut. Das Tropfverfahren ist auf die Versuche von Corbet (Salford) sowie von Stoddart zurückzuführen. Seither hat das Verfahren nicht nur in England [3] und Amerika, sondern insbesondere auch in Deutschland eine große Verbreitung gefunden (vgl. [4]). In Deutschland haben sich insbesondere Dunbar und seine Schüler um die Untersuchung des biologischen Verfahrens große Verdienste erworben.

Nach der in Deutschland verbreiteten, auf die Feststellungen von Dunbar [1] sich stützenden Anschauung spielen sich die Vorgänge bei der biologischen Reinigung ungefähr wie folgt ab (vgl. auch Thumm [2]).

Die Schmutzstoffe des Abwassers schlagen sich infolge Adhäsions- und Adsorptionswirkungen auf der rauhen Materialoberfläche nieder, der schleimige Besatz bzw. die kolloidalen Stoffe desselben bewirken durch Absorption bzw. durch Katalyse ausfällend auf die im Abwasser gelösten Schmutzstoffe;

dieser Vorgang bewirkt die Reinigung des Abwassers; der zweite Teil der biologischen Reinigung ist der Abbau der niedergeschlagenen Schmutzstoffe (die Regenerierung) durch Oxydation bei ausreichender Luftzuführung infolge der Tätigkeit von Lebewesen.

Daß bei der Regenerierung biologischer Körper die Mitwirkung von Lebewesen Tatsache und Grundbedingung ist, beweist der Versuch, daß, sobald in einem biologischen Körper durch Aufgabe von Chloroform oder ähnlichen, die Funktion der Lebewesen sistierenden Körpern, die Reinigungswirkung eine erhebliche Abnahme bis zum vollständigen Verschwinden erfährt. (Vgl. Dunbar und Thumm [1a] S. 20 und 27.)

Aus den oben gegebenen Erklärungsversuchen lassen sich zwanglos die wichtigsten Bedingungen für den Bau und Betrieb biologischer Körper, wie sie durch die Erfahrungen bestätigt sind, ableiten.

Die Reinigungswirkung eines biologischen Körpers ist bis zu einem gewissen Grade um so größer, je größer bei einer bestimmten Belastung die Kontaktfläche zwischen dem aufgegebenen Abwasser und dem Material ist.

Die Adhäsion wird begünstigt durch eine rauhe Oberfläche des Materials, wie solche z. B. Schlacke, Schmelzkoks usw. besitzt. Für eine gesicherte fortlaufende Regenerierung ist in erster Linie eine genügende Luftzufuhr Grundbedingung. Die biologische Tätigkeit ist ferner bis zu einer gewissen Grenze von der Temperatur abhängig, bei höherer Temperatur (im Sommer) ist sie im allgemeinen günstiger als im Winter, Frost, wenn er auf den Besatz einwirken kann, verursacht die Abtötung desselben. Ferner sind Gifte usw., die die Lebewesen schwächen bzw. töten, von biologischen Körpern fernzuhalten oder auf ein unschädliches Minimum zu reduzieren. Saure Wässer werden am besten einer geeigneten Vorbehandlung (Abstumpfung) unterzogen.

Der Kontakt des Abwassers mit dem Material kann in verschiedener Weise herbeigeführt werden, erstens, indem der Körper vollständig mit dem Abwasser gefüllt wird und nach einer gewissen Zeit des Vollstehens der Inhalt zwecks Luftzuführung wieder entleert wird, derartig betriebene Körper nennt man biologische Füllkörper.

Eine Variante dieses Verfahrens besteht darin, daß die Füllung, die Zeit des Vollstehens und die Entleerung ersetzt werden durch eine periodische Durchströmung, der aber gewisse Lüftungsperioden folgen müssen.

Endlich kann der Kontakt dadurch erreicht werden, daß das Abwasser zwecks reichlichen Kontakts mit dem Material in möglichst feine Strahlen bzw. Tropfen aufgelöst wird. Bei dieser Art der Beschickung wird die Lüftung nicht unterbrochen, die Beschickung kann deshalb kontinuierlich erfolgen. Derartige Körper werden als Tropfkörper bezeichnet.

Im allgemeinen empfiehlt es sich, bei biologischen Körpern die zu behandelnden Abwässer möglichst weit vorzureinigen, um Verschlämmungen, insbesondere bei feinem Material (Füllkörper), hintanzuhalten. Eine Ausnahme machen nur diejenigen biologischen Körper, welche speziell auf Schlammbehandlung (durch Oxydation, z. B. in Plattenkörpern) abzielen.

a) Biologische Füllkörper.

Die vollständige Erfüllung des Materials bei Füllkörpern bedingt die Anwendung bzw. Unterbringung des letzteren in wasserdichten Behältern. Der Aufbau von Füllkörpern erfolgt zweckmäßig mit Material derselben

Körngröße, da andernfalls bei der periodisch notwendig werdenden Reinigung des Materials stets eine erneute Siebung desselben erforderlich wird.

Über die Vorgänge in Füllkörpern haben Phelps und Farrel [5] durch eingehende Versuche einige Aufklärung zu schaffen versucht; die durch Analysen gewonnenen Ergebnisse derselben sind in Fig. 25 in graphischer Weise ersichtlich gemacht. Bei der Entleerung dringt Luftsauerstoff nach. Derselbe kommt mit dem aus schleimiger Zoogloenmasse bestehenden Überzug der Materialkörner in Berührung. Wie die genannten Forscher durch Versuche beweisen, vermag derselbe Luftsauerstoff aufzunehmen. Dadurch wird Sauerstoff einerseits in innige Berührung mit dem organischen Material gebracht und andererseits die Oxydation derselben durch die katalytische

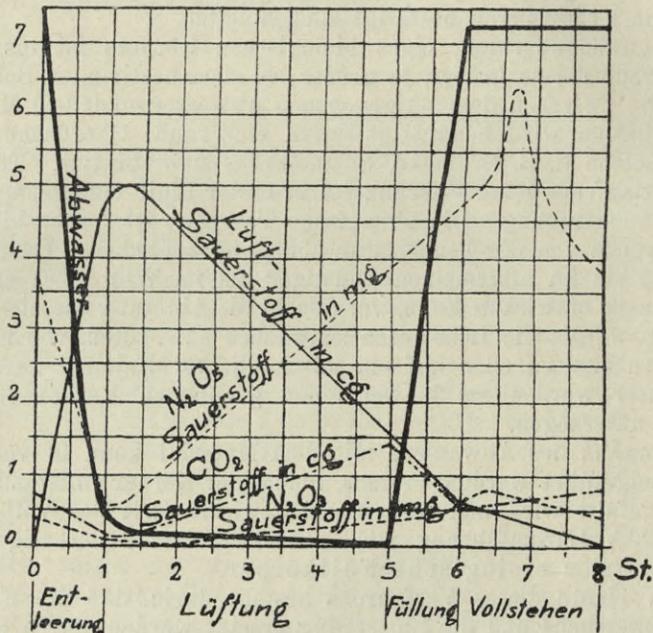


Fig. 25. Füllkörperversuche von Phelps und Farrel.

Wirkung der Kolloide beschleunigt. In der Lüftungsperiode wird, wie das Diagramm zeigt, der Sauerstoff zum Teil für die Oxydation verbraucht, dafür wächst die Menge der Oxydationsprodukte. Bei dem Vollstehen wird die Oxydation wieder verlangsamt, die Nitrate gehen in Lösung, werden wieder reduziert und wirken ebenfalls wieder als Oxydationsmittel. Aus dem Fehlen von Salpetersäure in den Abflüssen darf deshalb nicht gefolgert werden, daß auch keine Nitrate gebildet wurden (vgl. Thumm [2], S. 92).

Material und Korngröße.

Wie oben allgemein erwähnt, wächst der Reinigungseffekt mit der Größe der Kontaktfläche. Die Berührungsfläche wird um so größer, je feiner das Korn ist (bei kugelförmigem ist die Gesamtoberfläche umgekehrt proportional dem Korndurchmesser). Die Korngröße ist nach unten jedoch durch praktische Gesichtspunkte begrenzt. Zweckmäßig wird zur Verhütung

einer allzu raschen Verschlämzung bzw. zur genügenden Luftzuführung eine gewisse Korngröße, etwa 3 mm, nicht unterschritten. Die obere Grenze der Korngröße liegt erfahrungsgemäß bei 10 mm, sofern die Abflüsse nicht mehr fäulnisfähig sein sollen.

Betreffs Versuche über den Einfluß der Korngröße beim Füllverfahren vgl. Dunbar [1], S. 85. Wegen der geringen Korngröße beim Füllverfahren empfiehlt es sich, möglichst hartes Material zu wählen, da weiches Material durch den Einfluß des Abwassers sowie durch Verwitterung leicht zerstört wird. Das zerstörte feinere Material verursacht aber durch Zwischenlagerung eine Verringerung des Porenvolumens (s. unten), welche zusammen mit dem Schlamm das Füllkörpermaterial zum Teil undurchlässig machen kann. Das Material muß deshalb auch in jedem Falle vor dem Einbau gesiebt und gewaschen werden. Als Material eignet sich Schmelzkoks, Schlacke, Bimsstein, Kies, auch Kleinschlag aus hartgebranntem Ton sowie aus natürlichem Gestein. Nach Feststellungen von Dunbar arbeiten Koks und Schlacke besser als Bimsstein und Kies und etwa gleich wie mit Eisen versetzter Kies. Eisenhaltige Materialien geben danach einen besseren Effekt als eisenfreie. Bei dem künstlichen Zusatz von Eisen ist jedoch Vorsicht geboten, da ein solcher ein Rosten und Zusammenbacken des Materials verursachen kann (vgl. Thumm [2] S. 97).

Das Bestreben, die Vorteile des größeren Korns für die Belüftung und Regenerierung, andererseits die Vorteile des kleinen Korns für die Reinigungswirkung bei ein und derselben Anlage nutzbar zu machen, hat zur Anordnung zweistufiger (primärer und sekundärer) Füllkörper geführt.

Der primäre Körper übernimmt mehr den Abbau der Schmutzstoffe, während der sekundäre Körper mit feinerem Material hauptsächlich die Reinigung des Abwassers begünstigen soll. Allerdings ist der Mehreffekt in bezug auf die Reinigungswirkung gegenüber einstufiger Körper relativ gering. Die Korngröße wird in der Weise auf die beiden Körper verteilt, daß der primäre Körper 8—20, der sekundäre Körper 3—8 mm Korngröße erhält.

Zweistufige Körper verdienen aus diesem Grunde den Vorzug vor einstufigen. Doch können einstufige Füllkörper für viele Zwecke (z. B. als Vorreinigung) ausreichend sein. In vielen Fällen gelingt es aber nur durch zweistufige Körper einem bestimmten Abwasser seine Fäulnisfähigkeit zu nehmen. Sie ermöglichen eine öftere Beschickung der Körper als das einfache Verfahren (s. unten).

Porenvolumen, Beschickung und Konstruktion der Füllkörper.

Das Porenvolumen würde bei Material von gleicher Korngröße und Kugelgestalt theoretisch 27 Proz. des Gesamtvolumens betragen. Da in Wirklichkeit das Material, aber aus eckigen unregelmäßigen Formen besteht, ist das Porenvolumen in Wirklichkeit gewöhnlich größer, nach der Erfahrung bei neuen aber bereits festgelagerten Körpern ca. 30 Proz. Hier- von hängt die Beschickungsmenge des Körpers ab. Sie beträgt durchschnittlich 0,3 cbm Abwasser pro 1 cbm Material. Allmählich nimmt diese Aufnahmefähigkeit ab infolge Verschlämzung, die sich bei noch so sorgfältig betriebenen Körpern auf die Dauer nicht vermeiden läßt. Die Betriebsfähigkeit kann nach Thumm [3] bei 100—150 Liter Aufnahmefähigkeit noch bestehen, bei weniger muß das Füllmaterial

herausgenommen und gewaschen werden. Um die Betriebsdauer von Füllkörpern möglichst groß zu gestalten, empfiehlt es sich, das aufzugebende Abwasser möglichst weitgehend mechanisch vorzureinigen. Bei größeren Körpern ist es gewöhnlich nicht möglich, dieselben in kürzerer Zeit als $\frac{1}{2}$ bis 1 Stunde zu füllen, die Entleerung bedarf ebenfalls 1 bis 2 Stunden, die erforderliche Zeit des Vollstehens beträgt nach den Erfahrungen ebenfalls 2 Stunden. Die Zeit des Leerstehens zwecks Belüftung und Regenerierung muß möglichst groß, mindestens aber zu 2 Stunden bemessen werden. Über den Einfluß ungenügender Belüftung vgl. Dunbar und Thumm [1a], S. 26. Die theoretisch hiernach viermal täglich mögliche Beschickung läßt sich jedoch in der Praxis nicht durchführen, die Erfahrungen haben gezeigt, daß bei einigermaßen konzentrierten Wässern es nicht möglich ist, einfache Füllkörper öfters als zweimal täglich zu beschicken. Beim doppelten Füllverfahren dagegen gelingt bei gleichem Reinigungseffekt eine dreimalige Beschickung. Die zweckmäßigste Belastung beträgt darnach das dreimal 0,3 oder 0,9fache des gesamten Materials beim einfachen Füllverfahren. An Material werden beim doppelten Füllverfahren also notwendig pro 1 cbm täglichem Abwasser 1:0,9 oder 1,1 cbm pro Stufe (für beide Stufen also 2,2 cbm); bei einfachen Füllkörpern 1:0,6 oder 1,67 cbm (vgl. Thumm [3]).

Wie oben erwähnt, bedürfen Füllkörper wasserdichter Becken, in einzelnen Fällen kann das Material auch in undurchlässigen Erdbecken (Lehmstampfung) untergebracht werden. Um die Zeit des Füllens und Entleerens der Becken möglichst kurz bemessen zu können, empfiehlt es sich, die Grundfläche des Füllkörpers nicht allzu groß zu gestalten. Zweckmäßig wird die Breite von 30 m und die Länge von 60 m der Becken nicht überschritten. Kleinere Abmessungen (10:20) sind zweckmäßiger. Die Tiefe der Becken wählt man in der Regel etwa zu 1 m und nicht größer als 1,5 (für grobes Korn), sowie nicht kleiner als 0,5—0,8 m für Korngrößen unter 3 mm. Insgesamt benötigt man für einstufige Körper über 1 m, für zweistufige über 2 m Gefälle.

Füllung, Entleerung und Lüftung.

Die Füllung und Entleerung der Becken kann entweder von Hand oder mit automatischen Apparaten erfolgen. Für größere Anlagen, wo eine ständige Wartung unbedingt notwendig ist, empfiehlt sich die erstere Art. Die automatisch wirkenden Apparate bestehen gewöhnlich aus Schwimmer und Heberkonstruktionen, die den Zufluß bei eingetretener Füllung selbsttätig unterbrechen und nach einer bestimmten Zeit des Vollstehens (gew. 2 Stunden) automatisch entleeren.

In Fig. 26, Füllvorrichtung von Adams, z. B. erfolgt die Unterbrechung des Zuflußsyphons durch Preßluft, die mittels der Tauchglocke T erzeugt wird.

Die Entleerungsvorrichtung derselben Firma in Fig. 27 besteht darin, daß mittels einer kleinen Fülleitung der Wasserverschluß im Ablaufsyphon nach einer bestimmten Zeit (2 Stunden) herausgedrückt und damit der Abflußheber in Tätigkeit gesetzt wird.

Bisweilen wird die Entleerung auch durch Verschlussklappen bewirkt, die mittels Füllbehälter bewegt werden. Die Fülleitungen der letzteren werden auf die beabsichtigte Dauer des Vollstehens des Füllkörpers eingestellt. Im allgemeinen sucht man bewegliche Teile, die bei Frost leicht

versagen, zu vermeiden. Alle automatischen Vorrichtungen sind nur bei guter Aufsicht empfehlenswert.

(Weitere technische Einzelheiten vgl. Schiele [6]).

Die Einführung des Abwassers in die Füllkörper erfolgt am besten von der Oberfläche derselben aus, weil diese den größten Eintrittsquerschnitt darstellt und auf diese Weise die geringste lokale Verschlämzung erhalten wird, was nicht der Fall ist, wenn das Abwasser von einer einzigen Stelle, z. B. der Kopfseite, zugeführt wird. Die Verteilung des Abwassers auf der Oberfläche erfolgt entweder mittels eingebetteter, besser aber mit auf besonderer Unterstützung fest aufgelagerten Rinnen. Zur Vermeidung von Geruchsbelästigungen und zum Schutz gegen Frost können auch geschlossene Gerinne (z. B. gelochte Röhren) benützt werden, die außerdem eine Materialüberdeckung erhalten.

Für die Zwecke einer möglichst raschen und vollständigen Entleerung werden die Füllkörper mit Bodendrainagen (gewöhnliche, vertiefte, mit durchlöchernten Platten überdeckte Gerinne) versehen. Außerdem wird über den letzteren sowie über der Sohle gewöhnlich etwas gröberes Material ver-

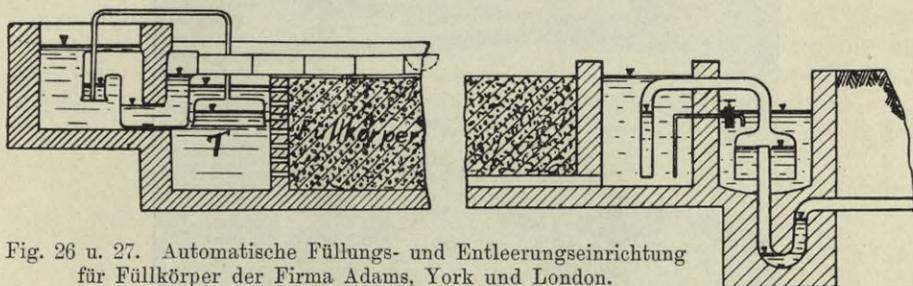


Fig. 26 u. 27. Automatische Füllungs- und Entleerungseinrichtung für Füllkörper der Firma Adams, York und London.

wandt. Zu einer Hauptabflußleitung, die während des Füllens und Vollstehens durch einen Schieber oder Ventil geschlossen wird, sind die Einzelrinnen gewöhnlich in Fischgrätenform angeordnet. Die Entleerung soll auch deshalb möglichst rasch vor sich gehen, damit die Außenluft lebhafter nachgezogen wird. Während des Leerstehens erfolgt bei vollständig geöffnetem Abflussschieber eine Durchlüftung auch von der Drainage aus (Kaminwirkung); um dieselbe zu begünstigen, empfiehlt es sich, den Bodendrainagen einen nicht zu geringen Querschnitt zu geben. Bisweilen hat man auch die Drainageenden kaminartig bis über die Oberfläche des Füllmaterials geführt. Die letztere ist für den Lufteintritt möglichst frei zu halten. Die künstliche Luftzufuhr (Druckluft) ist ebenfalls schon, jedoch ohne besonderen Erfolg, versucht worden.

Der Betrieb von Füllkörpern ist insofern nicht besonders einfach, als eine gewissenhafte Bedienung der Körper (Schließen und Öffnen der einzelnen Schieber zwecks Füllung oder Entleerung) notwendig ist. Zur Vereinfachung des Nachtbetriebes werden die Lüftungspausen am Tage etwas kürzer (auf 2 Stunden) bemessen und die Nachtzeit als größere Lüftungsperiode 8—14 Stunden bei 3- bzw. 2maliger Füllung gewählt.

Nach eingetretener Verschlämzung bzw. ungenügender Aufnahmefähigkeit (s. oben) muß das Material herausgenommen und gewaschen werden. Über die beste Ausführung des letzteren vgl. [1a und 1b]. Das Waschen

des Materials ist bisweilen mit einem erheblichen Materialverlust verbunden, wenn nicht möglichst widerstandsfähiges Material in Anwendung kam.

Der Effekt von Füllkörpern.

Bei neuangelegten Körpern bedarf es einer gewissen Einarbeitung bis die volle Leistungsfähigkeit der Körper erreicht wird. Die eingetretene Einarbeitung erkennt man an dem feinen Rasenbeschlag, mit welchem die einzelnen Materialkörner behaftet sind. Die Einarbeitungsdauer ist je nach der Abwasserbeschaffenheit und der Jahreszeit verschieden und kann unter Umständen mehrere Wochen beanspruchen. Während der Einarbeitung dürfen Füllkörper nicht vollbelastet werden. Füllkörperabflüsse zeigen gewöhnlich eine geringe Trübung oder eine Opaleszenz, die erst nach mehr-



Fig. 28. Dibdins Schieferplattenkörper in Maldon (Surrey) im Bau.

tägigem Stehen durch Ausscheidung von Niederschlag sich verliert. Man nimmt an, daß diese Erscheinung durch fein verteilte Kalkseifen oder Ton hervorgerufen wird und unbedenklich ist (vgl. Thumm [3]). Die Abnahme der Oxydierbarkeit beträgt bei englischen Kläranlagen nach Bredtschneider und Thumm [3] bei einfachem Füllverfahren 60—90 Proz., beim doppelten Füllverfahren 90—95 Proz.

Dem Füllverfahren verwandte Methoden. Dibdins Plattenfilter usw.

Um die Betriebsdauer biologischer Füllkörper, insbesondere diejenige der ersten Stufe, welche die Hauptschmutzmenge zu verarbeiten haben, zu vergrößern, hat man bisweilen darauf verzichtet, daß die erste Stufe (bei 2stufigen Anlagen) bereits fäulnisfreie Abflüsse liefert, um hierdurch eine erheblich größere Korngröße wählen zu können. Im Betrieb derartig primärer Füllkörper kann ferner auch die Zeit des Füllens, Vollstehens und Entleerens erheblich verkürzt werden.

Im Prinzip verwandt mit Filtern dieser Art sind die Plattenfilter von

Dibdin. Dieselben sind aus horizontal liegenden, mit 5 cm Abstand schichtenweise übereinander gebauten Schieferplatten konstruiert (s. Fig. 28). Die Ergebnisse hiermit waren insofern befriedigend, als es sich zeigte, daß die Vorreinigung von (gewöhnlich nur in Sandfängen vorbehandeltem) Abwasser in diesen Körpern ohne Behinderung durch den in denselben sich sammelnden Schlamm vor sich gehen kann. Der in dünnen Schichten auf den Platten liegende Schlamm, der ebenfalls eine Oxydation erfahren hat, wird während des Leerstehens durch Abspritzen entfernt. Nach Feststellungen von Dibdin [7] enthielt der biologische Besatz auf den Schieferplatten hauptsächlich *Leptothrix*, *Oscillarium*, *Monaden*, *Clostridium* usw. Barwise [8] schreibt die Hauptarbeit in der Zersetzung des Schlammes dem Röhrenwurm (*Tubifex rivulorum*) zu, der sich in ungeheuren Mengen in den Plattenkörpern vorfindet. Der Hauptvorteil des Verfahrens liegt darin, daß der Schlamm auf bequeme Weise aus dem Abwasser ausgeschieden und durch die biologische Behandlung zum Teil erheblich verändert (oxydiert) und dadurch in eine für die Weiterbehandlung desselben günstige Beschaffenheit gebracht wird. Der ausgespülte Schlamm ist geruchlos.

Die in England bis jetzt ausgeführten Schieferplattenkörper dienen als Vorreinigung. Die Abflüsse aus denselben werden gewöhnlich auf Tropfkörpern weitergereinigt. Um letztere vor Verschlammung durch die aus den Plattenkörper ständig ausgeschwemmten Schwebestoffe zu schützen, werden letztere in besonderen Absitzanlagen vorher zurückgehalten.

Über Füllkörper mit periodischer Durchströmung, die bis jetzt nur vereinzelt zur Anwendung gelangten, vgl. Schmidt [9].

In Amerika sind ähnliche Filter „Wave beds“ im Jahr 1904 in Kenton (Ohio) von Waring zur Ausführung gekommen (vgl. Pratt [10]).

b) Biologische Tropfkörper.

Wie oben erwähnt, wird beim Tropfkörperverfahren ein möglichst inniger Kontakt des Abwassers mit dem Material dadurch angestrebt, daß das Abwasser in möglichst feine Strahlen bzw. Tropfenform aufgelöst wird.

Material und Korngröße.

Dieser Umstand ermöglicht zunächst die Verwendung eines gröberen Materials wie bei Füllkörpern. Zwar könnte, wie beim Füllkörperverfahren, die Oberflächenwirkung auch durch Verkleinerung des Kornes noch weiter vermehrt und dadurch der Reinigungseffekt gesteigert werden. Diesem Vorteil würde aber der größere Nachteil der Verschlammung gegenüberstehen. Im allgemeinen wählt man nicht unter 20 mm Korngröße (Walnußgröße). Der Vorteil des Tropfverfahrens liegt gerade darin, daß auch bei Verwendung von grobem Material (bis Kindskopfgröße) befriedigende Effekte (fäulnisfreies Wasser) gewonnen werden können. Dem Füllverfahren gegenüber bedeutet die Verwendbarkeit solchen groben Materials einen ganz erheblichen Vorzug, da solches Material billiger zu beschaffen ist, als Material von geringerer Korngröße, welches wie bei Füllkörpern kostspieliger Siebungen bedarf.

Auch bei diesem Verfahren eignen sich die oben erwähnten Materialien (Kesselschlacke, Schmelzkoks, gesinterter Ton, natürliche Steine usw.). Das zu verwendende Material soll eine raue Oberfläche und eine möglichst große Widerstandsfähigkeit besitzen.

Nach Feststellungen von Weldert[11] spielt der Eisengehalt des Materials nicht dieselbe Rolle wie bei Füllkörpern. Bei den erwähnten Vergleichsversuchen mit Schmelzkoks, Kesselrostschlacke, Ziegelbrocken aus hartgebrannten Klinkern, Steinkohle und Granitbrocken ergaben Schmelzkoks und Ziegelbrocken den besten Effekt, dann folgten Kesselrostschlacke und Steinkohle (vgl. auch Vogelsang [12]).

Die biologischen Vorgänge sind in der Hauptsache dieselben wie bei Füllkörpern; im Gegensatz zu letzteren spielen sie sich im Tropfkörper gleichzeitig nebeneinander ab.

Der biologische Rasen tritt bei dem groben Material mehr in die Erscheinung als grüner bis grauer schleimiger Besatz. Außer für zahllose Mikroorganismen ist der letztere besonders günstig für das Gedeihen der Schmetterlingsmücke *Psychoda sexpunctata* Curtis (vgl. Zuelzer [13]), die im Larvenleben auf organischen Detritus angewiesen ist. Larven und Fliegen überwintern im Innern der Körper. Die Fliegen sitzen zu Tausenden an den einzelnen Koksstücken und in der nächsten Umgebung des Körpers, von dem sie sich mit Ausnahme einer passiven Fortbewegung durch Wind nicht weit entfernen.

Darnach kommt eine Fliegenplage nur für die Anlage selbst und ihre allernächste Umgebung in Betracht.

Im Winter stirbt der Besatz an der Oberfläche der biologischen Körper ab und wird durch den Körper nach unten gespült.

Beschickung und Konstruktion der Tropfkörper.

Bei Tropfkörpern ist wegen des gröberen Materials eine Verschlämmlung so gut wie ausgeschlossen, weil der Schlamm nach erfolgtem Abbau seiner organischen Bestandteile von dem nachfolgenden Wasser dauernd ausgewaschen wird, also den Körper verläßt. Über die Abfangung dieser Stoffe siehe unten. Bisweilen ist diese Eigenschaft bei Tropfkörpern mit grobem Material in der Weise ausgenützt worden, daß die Abwässer nur mittels Sandfangs grob vorgereinigt und die übrigen Schmutzstoffe dem biologischen Abbau im Körper unterworfen wurden (so z. B. bei der Anlage in Leeds).

Im allgemeinen ist jedoch nach den vorliegenden Erfahrungen sorgfältige Vorreinigung immer von Vorteil.

Die kontinuierliche Lüftung bei Tropfkörpern ermöglicht eine größere Belastung wie bei Füllkörpern. Nach den Erfahrungen braucht man etwa $1\frac{1}{2}$ cbm Material zur Reinigung von 1 cbm täglichem Abwasser bzw. 1 cbm Material vermag täglich 0,7 cbm Trockenwetterabfluß zu reinigen. Bei konzentrierterem Abwasser empfiehlt sich nach Thumm die Belastung nicht über 0,5 cbm zu wählen. Vorübergehend, z. B. im Sommer, ist die Leistungsfähigkeit eine erheblich größere, auch im Winter muß man zur Vermeidung des Einfrierens die Belastung bisweilen über das erwähnte Maß steigern. Betreffs Versuche über den Einfluß der Materialmenge auf den erzielten Reinheitsgrad beim Tropfverfahren vgl. Bredtschneider und Thumm [3], S. 74).

Die kontinuierliche Beschickung vereinfacht den Betrieb von Tropfkörpern wesentlich. Tropfkörper lassen sich dadurch Schwankungen in der Abwassermenge besser anpassen als Füllkörper. Eine gleichmäßige über 24 Stunden verteilte Belastung ist bei kleinen Körpern zweckmäßig,

bei größeren Anlagen aber nicht immer durchzuführen. Die Körper werden hier vielmehr 12 Stunden lang ununterbrochen beschickt und ruhen während der Nachtstunden.

Tropfkörper werden gewöhnlich nur in einer Stufe angeordnet; in bestimmten Fällen auch 2stufige Körper (gröberes Material in der ersten Stufe und feineres in der zweiten).

Der Aufbau wird im allgemeinen ebenfalls aus Material von gleicher Korngröße bewirkt, dichte Becken sind nicht erforderlich. Das gröbere Material wird auf einer befestigten Sohle aufgeschichtet. Zweckmäßig werden aus den größeren Stücken des Materials Umfassungswände senkrecht oder mit steiler Böschung durch lose Aufeinanderpackung derselben hergestellt (vgl. Fig. 37c); auch durchbrochenes Mauerwerk oder eisernes oder hölzernes Gitterwerk kann als Umfassung benützt werden. Die Körper können rechteckige oder runde Grundrißanordnung je nach der Verteilungsart (s. unten) erhalten. Beschränkungen in den horizontalen Abmessungen wie bei Füllkörpern sind nicht vorhanden.

Tropfkörper sollten nicht unter $1\frac{1}{2}$ m Höhe angeordnet werden. Die Höhe kann auf 3 bis $3\frac{1}{2}$ m Höhe gesteigert werden, wobei dem untersten Material noch eine genügende Wirksamkeit zukommt. Nach dem 5. Bericht der Royal Commission ist bei grobkörnigen Tropfkörpern bei gleicher Materialmenge die Höhe des Körpers von keinem wesentlichen Einfluß auf den Wirkungsgrad. Für feinkörnige Körper erscheint eine geringere Körperhöhe empfehlenswerter als eine größere.

Feineres Material erfordert eine grobe Verteilung, damit der Schlamm aus dem Körper noch ausgespült wird. Grobes Material bedingt eine feinere Verteilung, damit das Abwasser nicht zu schnell durch den Körper fällt.

Korngröße und Körperhöhe bedingen zusammen mit der Feinheit der Verteilung die Dauer des Aufenthaltes des Wassers im Tropfkörper. Dieselbe beträgt bei ausgeführten Anlagen wenige Minuten bis 30 Minuten. Es ist nach dem Obenerwähnten anzunehmen, daß eine zu kurze Aufenthaltsdauer bzw. ein zu rasches Durchfallen nachteilig auf den Effekt sein muß.

Die Belüftung bei Tropfkörpern.

Bei Tropfkörpern ist im Gegensatz zu Füllkörpern die Luftzuführung, wie oben erwähnt, eine kontinuierliche, sie erfolgt in der Hauptsache von der Oberfläche aus, im übrigen, wenn die Seitenwände nicht geschlossen sind, von dort her. Man weiß von Versuchen bei Rieslern und Brausen, daß durch die Auflösung des Wassers in Tropfen die Luftaufnahme der letzteren eine sehr erhebliche ist. Entsprechend dem Durchtropfen durch den Körper wird die Luft von oben nach unten mitgeführt, wo sie alsdann durch die Sammelrinne abgeführt wird. Bei nicht zu feinem Material genügt nach den Erfahrungen die Luftzuführung von der Oberfläche aus vollständig. Die letztere ist selbstverständlich für den Luftdurchtritt stets genügend frei zu halten. Im übrigen ist es wichtig, daß die Luft in den Drainagen entweichen kann. Man hat bisweilen auch die Tropfkörper in halber Höhe oder in verschiedenen Höhen mit Lüftungskanälen (aus durchlochten oder Drainröhren) versehen. Eine Notwendigkeit für diese Maßnahme läßt sich nicht allgemein herleiten. Eine zu reichliche Luftzuführung

kann insbesondere im Winter zu einer zu starken Abkühlung im Innern des Körpers führen. Bei kleinen Körperdurchmessern ist es deshalb ratsam, wenigstens im Winter solche Körper mit einer schützenden Umhüllung zu versehen.

Feststehende und bewegliche Verteilungseinrichtungen.

Die Zuführung des Abwassers kann entweder kontinuierlich oder stoßweise erfolgen. Die stoßweise Beschickung hat auf den Reinigungsvorgang selbst keinen nennenswerten Einfluß, wohl aber auf die Verteilungseinrichtungen, indem hier Ablagerungen und Verstopfungen der Austrittslöcher bei den Verteilungseinrichtungen geringer sind als beim kontinuierlichen Betrieb. Auch die Abkühlung im Winter ist geringer, wenn das Ab-

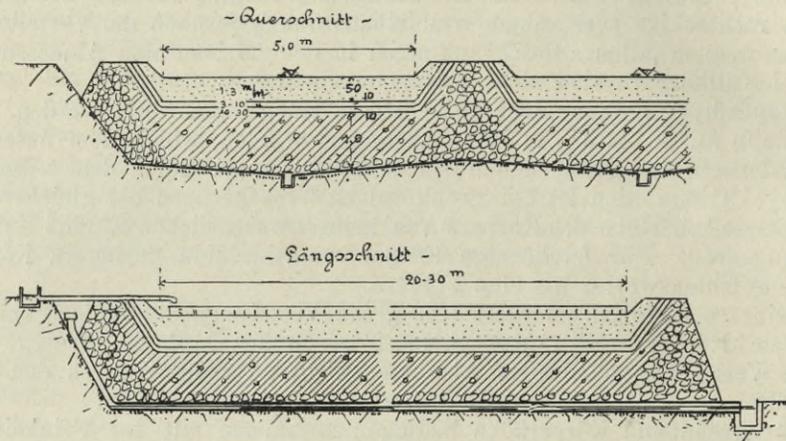


Fig. 29. Dunbars Verteilungseinrichtung für Tropfkörper (Tropfschale).

wasser mit größerer Geschwindigkeit durch die Verteilungseinrichtungen geschickt wird.

Feststehende Verteilungseinrichtungen benötigen weniger Gefälle und bisweilen weniger Wartung. Bewegliche Verteilungseinrichtungen dagegen haben den Vorteil, daß das Abwasser gleichmäßig auf die ganze Oberfläche des Körpers verteilt werden kann.

Eine gleichmäßige Verteilung bei feststehenden Einrichtungen kann durch eine Schicht von feinerem Material erreicht werden. Am ausgebildetsten findet sich diese Verteilungsart bei der Dunbarschen Tropfschale. Man weiß von den Vorgängen bei der intermittierenden Bodenfiltration, daß eine auf durchlässigem Boden aufgebrauchte feine Wasserschicht sich beim Durchdringen derselben in Tropfenform auflöst (freie Verrieselung). Zur Begrenzung der Verteilungsschicht sieht die Dunbarsche Anordnung erhöhte Ränder vor, wodurch die Gesamtoberfläche, die zweckmäßig mehrmals geteilt wird, schalenförmig gestaltet wird (Dunbarsche Tropfschale). Die ca. 50 cm starke Deckschicht (s. Fig. 29) aus feinem Material 1—3 mm Korn wird mittels Stützsichten in der Weise über dem groben Material aufgebaut, daß kein feineres Material nach unten durchfallen kann. Über der feinen Deckschicht erfolgt die Verteilung des Abwassers gewöhnlich mittels offener Rinnen oder Röhren. Damit die aus-

tretenden Wasserstrahlen die Feinschichtlage nicht zerstören, werden die Auffallflächen mittels Blechplatten, Dachplatten oder größeren Materialstücken geschützt. Zur Abtrocknung und teilweisen Regenerierung der Deckschicht empfehlen sich periodische Lüftungen derselben. Sobald die Decke undurchlässig geworden ist, wird die Schlammschicht über derselben abgestochen und die oberste Schicht nach dem Abtrocknen durch Umharken wieder durchlässig gemacht (vgl. Modersohn [14]). Die Verteilung mittels der feinen Deckschicht hat den Nachteil, daß auch bei sorgfältigem Betrieb mit der Zeit eine Verschlammung der Feinschicht und demzufolge eine periodische Erneuerung derselben eintreten muß.

Für eine möglichst gleichmäßige Verteilung mittels fester Rinnen wäre an sich ein möglichst engmaschiges Netz am zweckmäßigsten, ein solches begegnet aber andererseits praktischen Schwierigkeiten in Anlage und Betrieb.

Am meisten nähert sich diesem Prinzip die Stoddartsche Verteilung mittels Wellblechtafeln. Das Abwasser tritt (s. Fig. 30) durch Einkerbungen

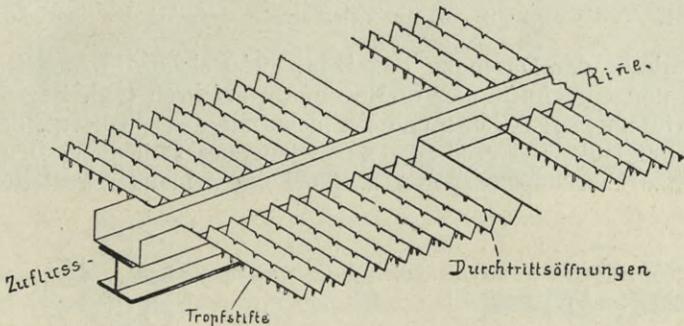


Fig. 30. Patentverteilungseinrichtung von Stoddart in Bristol.

in den scharfkantigen Rücken durch die Blechtafeln und tropft an Tropfstiften auf die Unterseite der Wellen auf den Körper ab.

Die Tafeln sind jedoch im Betriebe schwer in ganz genauer horizontaler Lage zu erhalten, die bei kontinuierlichem Zufluß notwendig ist, ferner wird die gleichmäßige Aufgabe des Abwassers in ein derartiges engmaschiges Rinnennetz schwieriger; das Abwasser fließt in den vielen Rinnen träger; es bilden sich leicht Schlammablagerungen, außerdem kann im Winter eine zu große Abkühlung eintreten.

Bei Einzelrinnen wird das Abwasser nur im Bereich derselben, also strichweise, auf den Körper aufgegeben. Zur weiteren Verteilung wird an der Oberfläche des Körpers eine dünnere Schicht weniger groben Materials (Bohnen- bis Walnußgröße) angeordnet. Um eine lebhaftere Wasserbewegung zu erzielen, empfiehlt sich auch hier die stoßweise Zuführung des Abwassers in die Rinnen durch Vorschaltung von Behältern mit Heberentleerung, Kippvorrichtungen und dergl.

Um die Bestreichungsfläche der Wasserstrahlen möglichst zu vergrößern und um freispringende Wasserstrahlen zu sichern, empfiehlt es sich, wie in Fig. 31 die Löcher der Rinnen mittels kleiner Austrittsröhrchen zu versehen. (Vgl. Anlage von Chorley [3]).

Über weitere Rinnensysteme und solche in Verbindung mit gelochten Röhren (vgl. Thumm [3] und Schiele [6]).

Eine gute Verteilung in Tropfenform geben die Streudüsen, sie verlangen aber eine größere Druckhöhe, mindestens 1,3 m. In Fig. 32 sind die bekanntesten Streudüsenkonstruktionen diejenigen der Anlagen in Columbus (Nordamerika) (Fig. 32a) und Salford (England) (Fig. 32b) zusammengestellt. Um die Gefahr häufiger Verstopfungen zu vermeiden, empfiehlt es sich, die Austrittsöffnungen nicht zu sehr zu beengen, und feste oder bewegliche Aufsätze

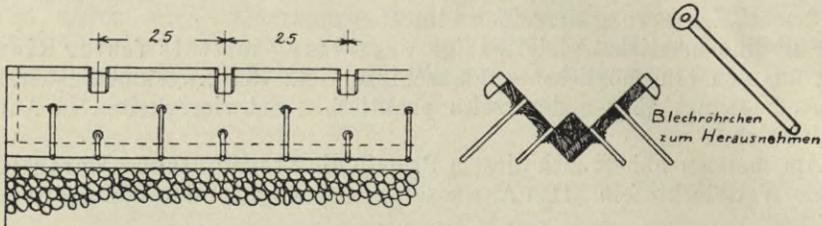


Fig. 31. Verteilungsrinne mit Austrittsröhrchen nach Art der Chorleyrinne.

sätze außerhalb der Düsen zu benützen, auf welche die Austrittsstrahlen aufprallen und eine Auflösung in Regenform erfahren (vgl. Fig. 32c).

Über Düsenkonstruktionen und Versuche mit denselben vgl. Taylor [15] und Lübbert [16]. Bei größerem zur Verfügung stehendem Druck lassen sich Aufsätze überhaupt ersparen, z. B. bei gegeneinander gestellten Düsen-

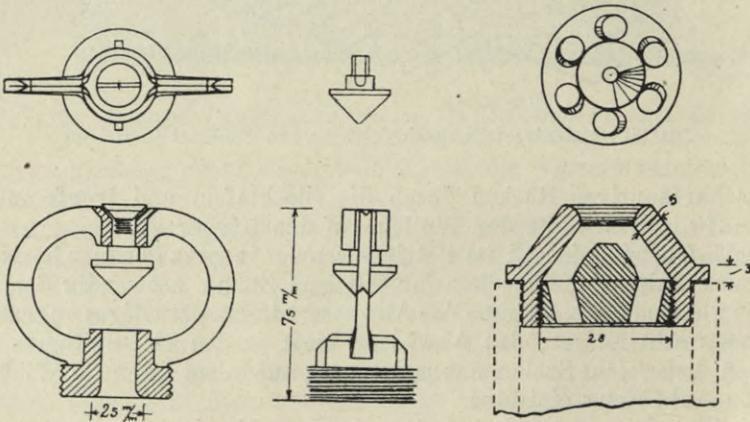


Fig. 32a. Streudüse der Anlage in Columbus (N.-A.).

Fig. 32b. Streudüse der Anlage in Salford (Engl.).

öffnungen. Zu beachten ist, daß die Verteilung mittels Streudüsen bei fauligem Abwasser Geruchsbelästigungen erzeugt.

Statt feststehender Austrittsöffnungen sind auch schon bewegliche angeordnet worden, die miteinander verbunden, mittels Hebelvorrichtungen bewegt werden können und auf diese Weise eine intermittierende Beschickung der Körperflächen gestatten, z. B. in Lichfield vgl. Schiele [6], S. 658. Diese Vorrichtungen bilden den Übergang zu den beweglichen Verteilungseinrichtungen.

Als Bewegkraft für die beweglichen Verteilungseinrichtungen wird am häufigsten das Gefälle bzw. Gewicht des Wassers benutzt. Rotierende und wandernde Verteiler werden zweckmäßig so angeordnet, daß ihre Unter-



Fig. 32c. Streudüsen der Firma Adams, York und London, in Tätigkeit.

kante nahe über der Körperoberfläche zu liegen kommt. Höher herabstürzende Wasserstrahlen verursachen durch stärkeres Verspritzen bisweilen

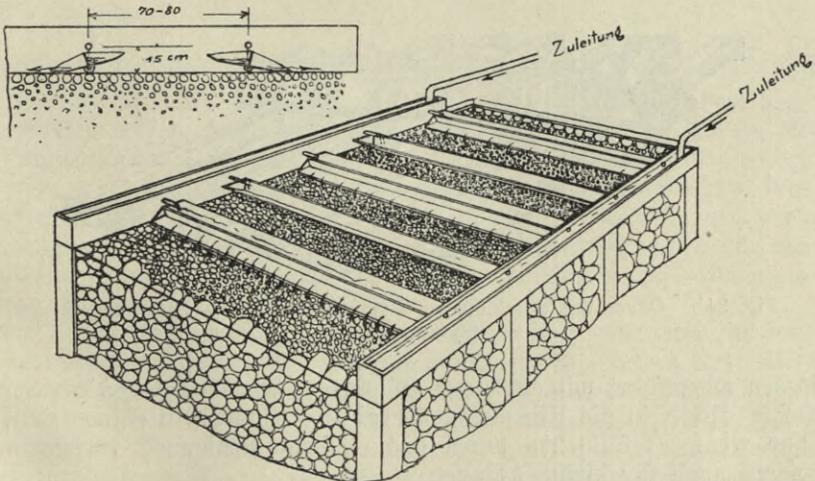


Fig. 33. Einzelkipprinnen nach Ducat.

Geruchsbelästigungen. Der Zwischenraum muß andererseits, um ein Anstoßen an überstehende Materialstücke zu vermeiden, mindestens 10 cm betragen.

Die einfachsten beweglichen Verteilungseinrichtungen sind die Kipp-
rinnen (System Ducat) (s. Fig. 33), zweiteilige Rinnen, die um ihre Längs-
achse in festen Traglagern angeordnet sind. Der Zufluß ist kontinuierlich.
Ist die eine Rinnenhälfte gefüllt, so erfolgt infolge Schwerpunktsverschiebung
über die Drehachse ein Kippen statt. Der Inhalt der Rinnen wird auf den
Körper ausgeworfen. Die leere Rinnenhälfte gelangt alsdann in die Füllungs-
stellung usw.

Um wenig bewegte Teile zu erhalten, können Kipp-
rinnen (mit entsprechend größeren Abmessungen) auch mit feststehenden Rinnen kombiniert

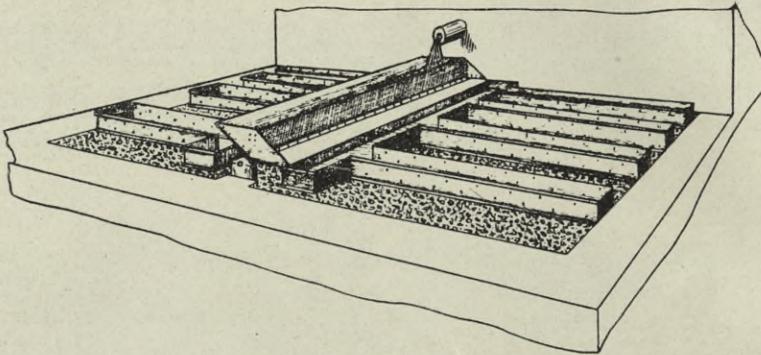


Fig. 34a.

werden (System Farrer). Dabei sind zwei Anordnungen möglich, entweder
die Kipp-
rinne ergießt in vorgelegte Kopfrinnen (s. Fig. 34a), von denen aus
die festen Rinnen ihren Zufluß erhalten oder die Kipp-
rinne ergießt direkt in
die Verteilungsrinnen (Fig. 34b). In diesem Falle wird die Kipp-
rinne ge-

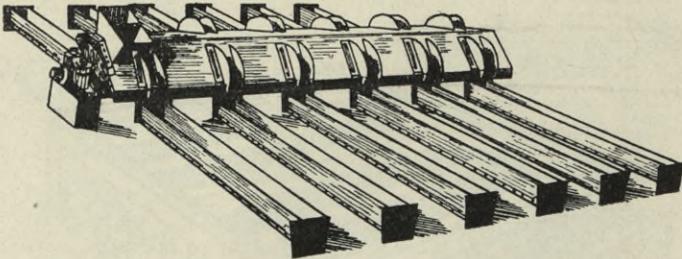


Fig. 34b. Offene und geschlossene Kipp-
rinne mit festen Verteilungsrinnen
(System Farrer).

schlossen ausgeführt mit einzelnen Öffnungen, wodurch das Abwasser sich
lebhafter direkt in die Einzelrinnen ergießt. Kipp-
rinnen eignen sich, weil
sie nur wenig Gefälle 20–40 cm und einfache Bedienung verlangen, ins-
besondere auch für kleine Anlagen.

Die Ausnutzung des Fallgewichts des Wassers nach dem Prinzip des
Wasserrades liegt dem Fiddiansprenger zugrunde (s. Fig. 35). Mittels fest
auf der Wasserradwelle aufgekeilter Laufrollen setzt sich der Sprenger in
Bewegung. Ihre Anwendung ist auch für Körper von rechteckigem Grund-
riß möglich, als sog. Wandersprenger. Der Zufluß des Abwassers in die

letzteren erfolgt heberartig von einem entlang der Längsseite angeordneten rinnenartigen Behälter. Die Wasserradwelle ist für die Vor- und Rück-

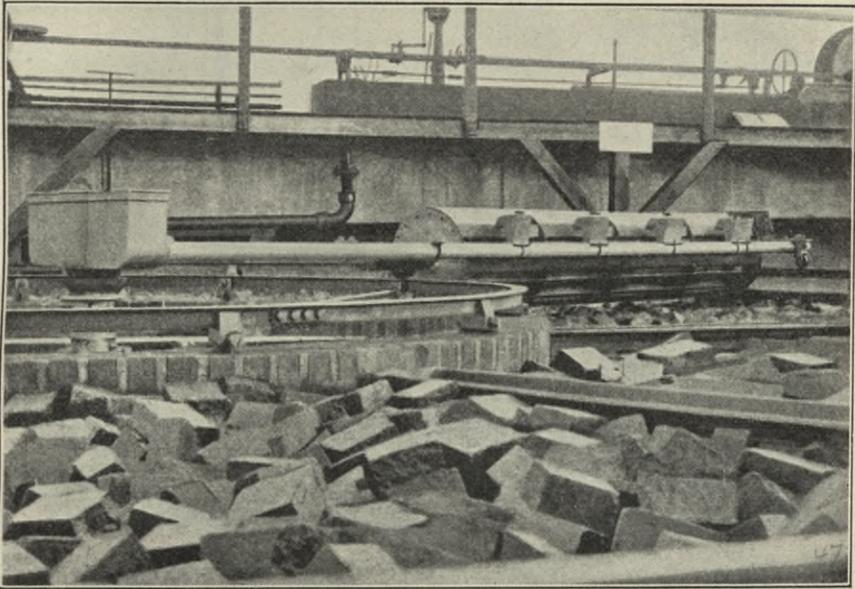


Fig. 35. Fiddiansprenger von Birch Killon & Co., Manchester.

wärtsbewegung mit versetzten Aufschlagsrinnen und Ausgußschnauzen versehen. Die Umstellung des Zuflusses erfolgt durch Puffervorrichtungen an den Körperenden.

Drehsprenger nach dem Prinzip des Segnerschen Wasserrads.

Diese in England besonders verbreiteten Drehsprenger bestehen aus einem System horizontaler Verteilungsröhren, die radial zu dem im Mittelpunkt angeordneten Zubringer angeordnet sind. Durch die einseitige Lochung der Sprengerarme entstehen durch die austretenden Wasserstrahlen Wasserdrücke gegen die geschlossenen Rohrwände, die, als Kräftepaare wirkend, das Verteilungssystem in rotierende Bewegung versetzen, sofern das zentral zugeführte Abwasser mit genügendem Druck (mindestens 25—30 cm) in die Sprengerarme eingeführt wird.

Der Zufluß des Abwassers kann von oben oder von unten in den Zubringerbehälter erfolgen. Am verbreitetsten ist die letztere Art; die vertikale Verlängerung des Zuflußrohrs dient als feststehende Drehachse (Stehsäule), an welcher die Konstruktion drehbar aufgehängt wird. Die Aufhängung bzw. Verbindung der Sprengerarme mit dem oberen Drehpunkt erfolgt durch Drahtseile mit Spannschlössern. Der letztere wird zweckmäßig mit einem leicht zugänglichen Kugellager als Spurlager ausgestattet.

Die verschiedenen Drehsprengerkonstruktionen unterscheiden sich hauptsächlich in der Art der Abdichtung des beweglichen Zuflußbehälters gegen die Stehsäule. Am besten erfolgt dieser Verschuß mittels Flüssigkeiten, Abwasser oder Quecksilber. Ein Beispiel der ersten Art ist der „Cresset“

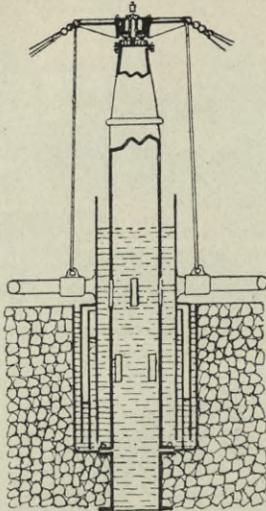


Fig. 36. „Cresset“ Drehsprenger mit Wasserverschluß der Firma Adams, York und London.

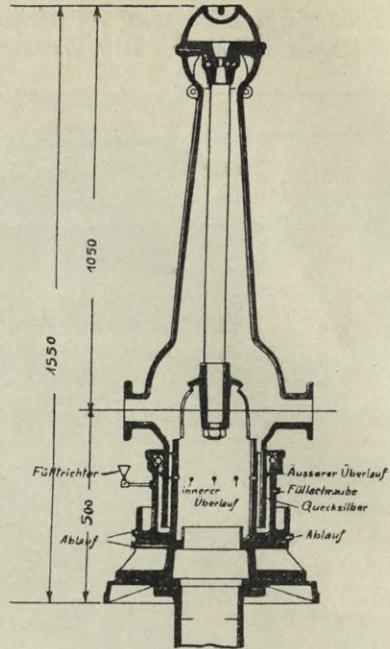


Fig. 37 a. Drehsprenger der Masch.-Fabr. Wurl, Weißensee (Berlin), mit Quecksilberschluß.

Drehsprenger Patent Adams Fig. 36. Quecksilberschluß zeigt z. B. der Drehsprenger von Wurl (Fig. 37a) sowie von Freund & Co. (Fig. 37b u. c)

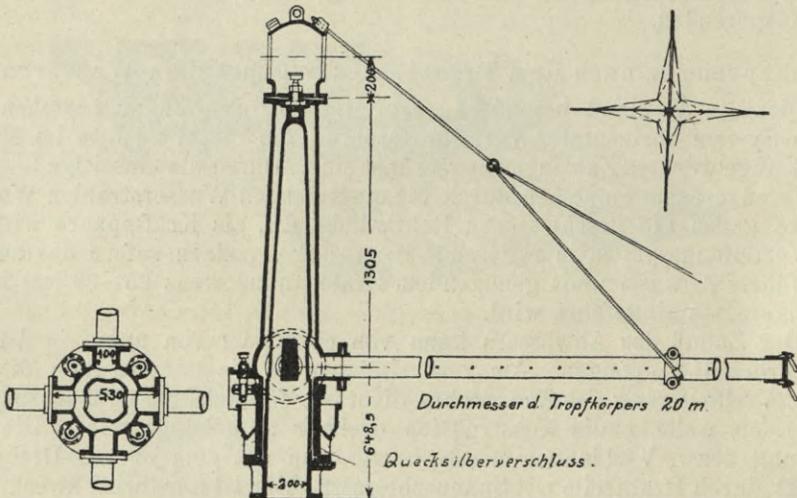


Fig. 37b. Drehsprenger der Masch.-Fabr. Freund & Co., Charlottenburg (mit Quecksilberschluß).

der Wilmersdorfer Anlage. Bei der Wasserzuführung von oben in den Sprengertopf (Fig. 38), wie bei kleineren Sprengern vielfach üblich, läßt

sich eine Abdichtung wie oben ganz erübrigen. Als untere Führung dienen in diesem Falle Rollen oder Kugellager zwischen Sprengertopf und Stehsäule. Eine solche Führung wird bisweilen auch bei den vorerwähnten Konstruktionen noch benutzt, zum Schutz gegen seitliche Ausschläge durch Wind.

In der Regel geht man über eine Armlänge von 10—15 m entsprechend 20—30 m Körperdurchmesser nicht hinaus.

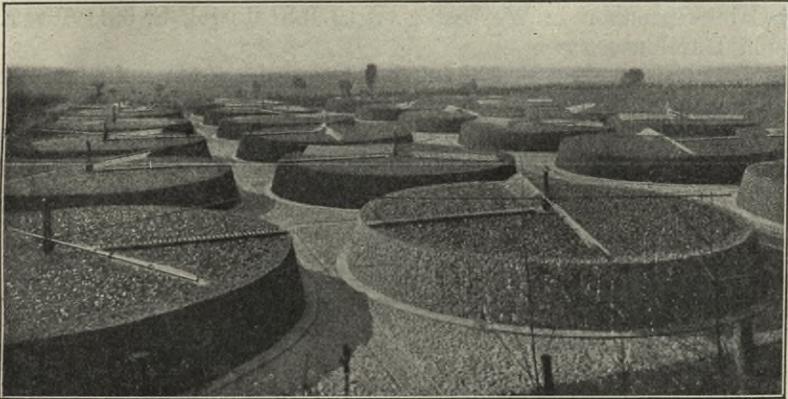


Fig. 37c. Ansicht der Wilmersdorfer Tropfkörper (in Stahnsdorf).

Bei kleinerem Durchmesser genügen zwei Sprengerarme, bei größeren werden vier und mehr gewählt.

Die Lochung wird in veränderlichem Abstand entsprechend der nach außen hin wechselnden Besprengungsfläche ausgeführt. Sie darf wegen

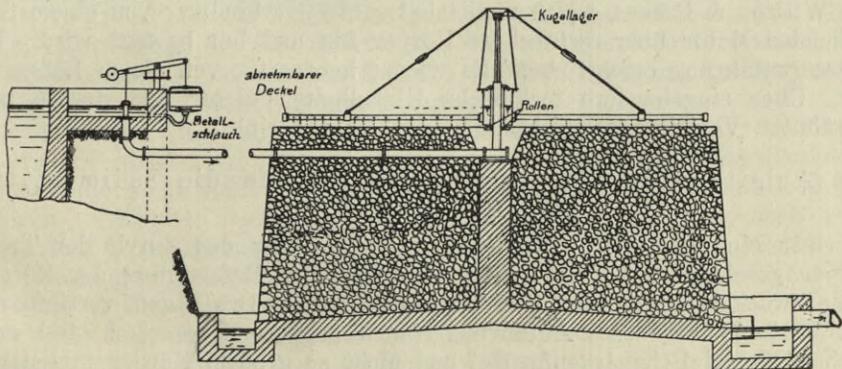


Fig. 38. Drehsprenger mit offenem Sprengertopf.

dem Verstopfen nicht zu klein sein, im allgemeinen wählt man 3—10 mm je nach Armlänge.

Die erforderliche Druckhöhe hängt ab von dem Gewicht der Konstruktion bzw. der leicht beweglichen Lagerung, von der Windfläche und von der Lochung der Sprengerarme; sie beträgt durchschnittlich 30—40 cm. Mit dem oben erwähnten Spielraum zwischen Sprengerarmunterkante und

Körper von ca. 10 cm kann man das geringste erforderliche Gesamtgefälle zu rund 0,5 m annehmen.

Die Beschickung der Drehsprenger erfolgt bei kleinerem Wasserzufluß, als der Sprenger zur sicheren Bewegung (auch bei Wind) bedarf, stoßweise (durch Vorschaltung von Heberkammern und dergl.), bei reichlichem Wasserzufluß kontinuierlich.

Mit Vorteil ist auch die Aufhängung langer Sprengerarme durch leicht laufende Rädergestelle auf Fahrschienen ersetzt worden, so z. B. bei dem Candy-Caink-Sprenger in Worcester (vgl. Schiele [6], S. 681) für Körper von 60 m Durchmesser.

Auch bei stoßweiser Beschickung müssen die Sprengerröhren von Zeit zu Zeit gereinigt werden, ebenso die einzelnen Austrittsöffnungen, die zweckmäßig von innen nach außen getrieben sind. Die Reinigung der ersten erfolgt mit Bürsten an langen Stielen, die der Spritzlöcher mittels spitzer Stifte. Um die Sprengerarme leichter reinigen zu können, werden dieselben zum Teil auch als offene Rinnen hergestellt; der Antrieb erfolgt durch Ausnützung des Gefälles mittels kleiner Turbine, so bei den Drehsprengern von Mather & Platt (vgl. Schiele [6], S. 652 und ff.

Die durch den Wasserdruck bewegten Verteiler haben den Nachteil, daß starke Winde die Bewegung insbesondere sehr langer Arme hindern bzw. beeinträchtigen.

Sprenger von sehr großer Armlänge werden deshalb insbesondere bei geringem Druck auch motorisch angetrieben. Die bezüglichlichen Verteilungsrinnen bestehen aus einer fahrbaren offenen durch entsprechende Eisenkonstruktion versteifte Trogrinne, welche entweder von der Mitte aus von einem feststehenden Motor angetrieben oder von einem auf der Peripherie laufenden Motor gezogen werden. Derartige Verteilungseinrichtungen gestatten große Körperdurchmesser auch bei geringem Gefälle.

Eine andere Art motorisch bewegter Sprenger ist der Wandersprenger von Willcox & Raikes, welcher mittels Drahtseilverbindung von einem feststehenden Motor über rechteckige Körper hin und her bewegt wird. Die Wasserzuführung erfolgt ebenfalls wieder heberartig von einem Längstrog aus. Über eingehendere technische Einzelheiten dieser und der übrigen erwähnten Verteilungseinrichtungen vgl. Schiele [6].

Die Ableitung der gereinigten Wässer und die Sedimentation der Auswaschstoffe.

Für eine geordnete Sammlung und Ableitung des durch den Tropfkörper geschickten Abwassers ist zunächst eine Befestigung der Körpersole zweckmäßig, auf welcher, wie bei Füllkörper Drainagen, vertiefte und mit Platten überdeckte Abführungsrinnen angeordnet werden. Bei ganz grobem Material (Kindsopfgröße) und nicht zu großem Körperdurchmesser lassen sich die Rinnen bisweilen ganz ersparen. Im allgemeinen ist aber immer vorteilhaft, solche vorzusehen. Die Ableitung der Wässer erfolgt mittels offener Rinnen gewöhnlich rings um die Körper nach den Sedimentierbecken für die Auswaschstoffe.

Wie oben erwähnt, werden bei Tropfkörpern die abgebauten organischen Stoffe ständig aus dem Körper ausgespült. Diese Auswaschstoffe sind an sich zunächst nicht fäulnisfähig, tritt letzteres trotzdem ein, so arbeiten die Körper nicht normal, die Auswaschstoffe stellen alsdann auch keine

Abbauprodukte, sondern in der Hauptsache ausgewaschene Organismen dar (vgl. Thumm [3]). Die Menge der Auswaschstoffe ist bei Tropfkörpern eine sehr beträchtliche. Bei alten Körpern können fast ebensoviel suspendierte Stoffe zum Abfluß gelangen, wie durch das Abwasser aufgebracht wird. Eine Abscheidung derselben ist erforderlich, um im Vorfluter Mißstände durch Schlamm Bildung zu vermeiden. Diese Abscheidung erfolgt am einfachsten mittels Absitzanlagen, da die Stoffe leicht absedimentieren und einen leicht drainierbaren Schlamm liefern. Die in den Nachsedimenterräumen sich abspielenden Prozesse sind keine Reduktions-, sondern Oxydationsvorgänge; die Trennung des Schlammes vom Wasser ist deshalb bei normalem Betrieb der Tropfkörper nicht erforderlich. Diese Absitzanlagen werden zweckmäßig womöglich zu Fischteichen erweitert, wodurch die Auswaschstoffe zum Teil nutzbringend verwertet werden und wodurch beim Bestand der Fische ein gewisser Nachweis für genügenden Reinigungseffekt erbracht wird.

Der Effekt von Tropfkörper.

Ebenso wie bei Füllkörpern erhält man auch bei Tropfkörpern den vollen Reinigungseffekt erst wenn die Körper eingearbeitet sind, d. h. die einzelnen Stücke den oben erwähnten schleimigen biologischen Besatz zeigen. Bei Tropfkörper geht die Einarbeitung, die mittels geringer Belastung eingeleitet wird, relativ rasch vonstatten. Im Sommer genügen bereits einige Tage.

Das Tropfverfahren ergibt bei richtigem Betriebe etwa denselben Reinheitsgrad wie das doppelte Füllverfahren, der dem von Rieselfeldern nahezu gleichkommt.

Die Abflüsse aus Tropfkörpern sind meist gleichmäßiger und enthalten reichliche Mengen von gasförmigem Sauerstoff. Die Trübung bzw. Opaleszenz bei Tropfkörperabflüssen ist geringer wie bei Füllkörpern und ist auf die suspendierten feinen Stoffe zurückzuführen. Der Salpetersäuregehalt ist größer als bei Füllkörper und bisweilen beträchtlich. Die wichtigste Anforderung an die Abflüsse ist, daß sie fäulnisunfähig sind. Bei normal arbeitenden biologischen Körpern ist die Pilzbildung in der Vorflut im Gegensatz zu Rieselfeldabflüssen gering.

Die direkte Einleitung von in zweistufigen Füllkörpern oder in Tropfkörpern mit Absitzanlage für die Auswaschstoffe gereinigten Abwässern in Vorfluter, die nicht Trinkwasserzwecken dienen, steht im allgemeinen nichts entgegen. Letztere machen jedoch eine Ausnahme, als hier noch eine Reduktion des Keimgehaltes der biologisch gereinigten Abwässer erforderlich wird. Gegenüber dem Rohwasser wird der Keimgehalt zwar ganz erheblich reduziert, einmal durch die Absitzanlagen (bes. bei Faulräumen), die den biologischen Körpern vorgeschaltet sind. Durch die letzteren selbst werden die Keime mit dem Abwasser durchgeschwemmt, nur ein Teil, der in dem biologischen Rasen hängen bleibt, wird ausgeschieden. Für die Nachbehandlung der Abflüsse für den vorerwähnten Zweck eignet sich am besten die Nachbehandlung auf natürlichen oder künstlichen Sandfiltern, bei welchem Verfahren der Keimgehalt zwar ebenfalls nicht vollständig beseitigt, aber ganz erheblich weiter reduziert wird. Ist natürlicher Sandboden vorhanden, so empfiehlt sich die Berieselung. Fehlt solcher, so können auch künstlich geschaffene Sandflächen bzw. Sandkörper Verwendung finden, die im ununterbrochenen Strom (kontinuierliche Sandkörper der

Wilmersdorfer Anlage (vgl. Müller [17]) oder intermittierend beschickt werden (s. Chorley-Filter). Da es sich meist nur um die Zurückhaltung nicht mehr fäulnisfähiger suspendierter Stoffe handelt, genügt eine Feinsandschicht von 2—4 cm, die von einer ca. $\frac{1}{2}$ m hohen Kiesfüllung getragen wird.

Chorleyfilter.

Intermittierend beschickte Sandfilter für die biologische Reinigung sind in Chorley (England) in Betrieb und werden als Chorley-Filter bezeichnet. Der Aufbau derselben zeigt unter einer ca. 18 cm hohen feinen Sandschicht von 0,5 bis 1 mm Korn eine 22 cm hohe Polariteschicht auf 60 cm grober Kiesunterlage. Statt der Polarite kann aber jedes andere ebenso feine und eisenhaltige Material Verwendung finden. Das nachzubehandelnde Abwasser ist dort in Becken mit chemischer Fällung vorbehandelt. Dabei gelingt es, die Filter mit 2,6 cbm pro Tag und qm Filterfläche (einschließlich Regenerierung) zu beanspruchen und zwar in der Weise, daß Einfüllungsperioden von 10 Minuten mit Lüftungsperioden von 30 bezw. ebenfalls nur 10 Minuten-dauer abwechseln. Die Filter werden wöchentlich einmal durch Rückspülung und Aufharken der obersten Schlammhaut gereinigt. Die Ausflüsse aus dem Chorley-Filter zeigen nicht unerhebliche Mengen Nitrate.

Füllkörper oder Tropfkörper?

Bei normalen städtischen Abwässern ist die Reinigungswirkung der beiden ebenbürtig; bei einzelnen insbesondere gewerblichen Abwässern gelingt es bisweilen nur mit zweistufigen Füllkörpern fäulnisfreies Wasser zu erzielen.

Die Vorzüge der Füllkörper sind kurz zusammengefaßt: geringe Geruchsbelästigung, keine Fliegenplage, wenig Schwebestoffe im Abfluß, bei einstufiger Anlage geringeres Gefälle. Diejenigen der Tropfkörper: Größere Leistungsfähigkeit, weniger Platzbedarf, weil größere Körperhöhe verwendbar, billigere Herstellungskosten, weil keine massiven Becken nötig und weil grobes Material billiger, weniger Bedienung erforderlich, keine Verschlammung.

Im allgemeinen werden deshalb Tropfkörper bevorzugt, wenn nicht die Vermeidung von Geruchsbelästigungen und Fliegenplage bezw. die Abwasserbeschaffenheit zu Füllkörpern zwingen.

Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle:

1. Einrichtung der Ableitungen derart, daß Probeentnahme hinter jedem einzelnen Füll- oder Tropfkörper möglich ist.
2. Kontrolle der Belastung der Körper mit selbstregistrierenden Meßvorrichtungen.
3. Kontrolle des Reinigungseffektes durch fortlaufende Untersuchung der Gesamtabflüsse und der Abflüsse aus den einzelnen Körpern auf Fäulnisfähigkeit (Entfärbung von Methylenblau oder Aufbewahrung in offenen oder geschlossenen Flaschen, bei Tropfkörpern mit und ohne Auswaschstoffen).
4. Periodische Untersuchungen der Zu- und Abflüsse auf suspendierte und gelöste Stoffe, Oxydierbarkeit an Durchschnittsproben.

5. Kontrolle der Aufnahmefähigkeit von Füllkörpern und ihre allmähliche Abnahme.
6. Kontrolle auf Geruchsbelästigungen und Fliegenplage.

Literatur:

- [1] Dunbar, Viertelj. f. ger. Med. u. öff. San. 3. Folge, XIX. Suppl.-Heft.
- [1a] Dunbar u. Thumm, Beitrag zum derzeitigen Stand der Abwasserreinigungsfrage, Oldenbourg, München-Berlin 1902.
- [1b] Dunbar, Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage, 1907.
- [2] Thumm, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., Heft 1, 1902.
- [3] Bredtschneider u. Thumm, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., Heft 3, 1904.
- [4] Imhoff, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., Heft 7, 1906.
- [5] Phelps u. Farrel, Contributions of the Sanitary Research Laboratory and Sewage Experiment Station Boston, 1905, Vol. 1.
- [6] Schiele, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., 1909, Heft 11.
- [7] Dibdin, Sanitary Record, Bd. 43, Nr. 997, 1909, S. 1 u. 2.
- [8] Barwise, Sanitary Record, Nr. 1002, 1909, S. 122.
- [9] Schmidt, Ges.-Ing., 1905, Nr. 36.
- [10] Winthrop, Pratt (Referat Weldert) Techn. Gedeblatt, IX, 06/07, S. 61.
- [11] Weldert, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., Heft 7, 1906.
- [12] Vogelsang, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., Heft 12, 1909.
- [13] Zuelzer, Margarete, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanst. f. Wasservers. u. Abw., Heft 12, 1909.
- [14] Modersohn, Ges.-Ing., 1909, Nr. 4.
- [15] Taylor, Techn. Gedeblatt, 1907, Nr. 3.
- [16] Lübbert, Ges.-Ing., 1909, Nr. 26 u. 27.
- [17] Müller, Die Entwässerungsanlagen der Gemeinde Wilmersdorf. Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing., 1907, Nr. 50 u. 51.

VII. Abwasserreinigung mittels Landbehandlung.

Man kann bei der Landbehandlung im allgemeinen zwei Grundformen unterscheiden, nämlich die Oberflächenberieselung, bei welcher die Abwässer im wesentlichen auf der Oberfläche verbleiben sowie die eigentliche Bodenfiltration, bei welcher die Reinigung beim Durchtritt durch den Boden bewirkt wird. Die letztere (s. u.) ist die wichtigere und häufigere.

Die Oberflächenberieselung greift Platz, wenn der Boden vermöge seiner Beschaffenheit keine genügende Durchlässigkeit besitzt (toniger Boden), ferner bei durchlässigem, aber unebenem Gelände, wo das aufgebrauchte Abwasser vermöge der Geländeneigung in dünner Schicht über die Oberfläche hinweg zum Abfluß gelangt, und ein Eindringen in den Boden nur in unerheblichem Maße stattfindet, sowie bei Gelände, bei welchem eine geregelte Drainage auch aus anderen Gründen (hoher Grundwasserstand usw.) nicht möglich ist. Besondere Verteilungseinrichtungen sind bisweilen nicht vorhanden (wilde Berieselung). Die in einem oder mehreren Punkten aufgelassenen Abwässer nehmen der Geländeneigung folgend ihren Weg (mitunter muß der Wärter den Weg noch bahnen), bis zu einem Abflußgraben nach der Vorflut. Die Reinigung erfolgt dadurch, daß vermöge Adhäsionswirkungen die Schmutzstoffe an der Bodenoberfläche bzw. deren Pflanzenbestand sich absetzen und in dieser dünnen Schicht zur Oxydation gelangen. Um fäulnisfreie Abflüsse zu erzielen, ist gewöhnlich ein wiederholtes Aufleiten des Wassers er-

forderlich. Bedingung für dieses Verfahren ist umfangreiches und sehr billiges Gelände. Die Leistungsfähigkeit ist gering (nach englischen Angaben höchstens die Abwässer von 60 Personen pro ha).

Wird eine Regelung der Auf- und Ableitung des Abwassers notwendig, so erfolgt dieselbe durch das Bewässerungssystem dem Hangbau und dem Rückenbau. Bei beiden wird das Abwasser durch kurze horizontale Abfanggräben in gewissen Abständen aufgefangen und auf die folgende tiefere Abteilung wieder verteilt.

Eine zweckmäßigere Variante der wilden Berieselung ist das Eduardsfelder Spritzverfahren (s. u.).

Bei der eigentlichen Bodenfiltration unterscheidet man zwei Arten, nämlich das Rieselfverfahren (Rieselfelder), bei welchem die Lebensprozesse höherer Nutzpflanzen zu Hilfe genommen werden, um die im Abwasser vorhandenen Nährstoffe nutzbar zu machen, ferner die intermittierende Bodenfiltration, bei welcher eine landwirtschaftliche Ausnützung gar nicht oder nur in untergeordneter Weise dafür aber eine wesentlich höhere Beanspruchung des Bodenfilters stattfindet, wobei die Flächen periodisch vollständig überstaut und deshalb bisweilen auch als Stauteiche (Staufferfiltration) bezeichnet werden.

Die Filtrationswirkung von natürlichen oder künstlich aufgeschichteten Bodenfiltern erfordert zunächst einen gewissen Durchlässigkeitsgrad, der bei sandigem bzw. kiesigem Untergrund am größten ist. Von der geringeren oder größeren Tonbeimischung (lehmiger Sand bis sandiger Lehm) hängt die Durchlässigkeit und damit die Belastungsmöglichkeit des Bodens ab. Reiner Ton ist in dieser Hinsicht für die Filtration ungenügend.

Torf eignet sich nach manchen Autoren überhaupt nicht, nach anderen nur, wenn er in geringer Schicht über kiesigem Untergrund lagert.

Von künstlichem Bodenmaterial können unter Umständen zur Verwendung gelangen: Schlacke, Müllverbrennungsasche, gesiebtes Müll usw. in geeigneten Korngrößen.

Die Bodenoberfläche bewirkt zunächst eine Absiebung der suspendierten Stoffe, die bei frischen Abwässern naturgemäß am größten ist. Nur sehr feine suspendierte Stoffe sowie die gelösten bzw. halbgelösten Stoffe dringen in den Boden ein. Die abgelagerte feine Schlammsschicht und vor allem die Fettstoffe des Abwassers vermindern die Durchlässigkeit der Bodenoberfläche.

Gefaultes Abwasser dringt erfahrungsgemäß im allgemeinen leichter in den Boden ein als frisches.

In der obersten Schicht in relativ geringer Tiefenausdehnung spielen sich die biologischen Vorgänge ab; die Sandkörner überziehen sich mit dem schleimigen Besatz, der, wie früher bei den biologischen Körpern bereits geschildert, infolge physikalisch-chemischer Vorgänge die Ausscheidung der Schmutzstoffe durch Absorption usw. und alsdann die Oxydation derselben (durch nitrifizierende Bakterien) bei Gegenwart von genügendem Luft-sauerstoff herbeiführt. Die entstehende Kohlensäure entweicht zum Teil nach oben, zum Teil wird sie gelöst und ebenso wie die Nitrate ausgewaschen. Ein geringer Prozentsatz der fein verteilten Stoffe (organischer wie anorganischer Natur) bleibt zurück, der unter dem Einfluß der Kohlensäure usw. zum Teil der Verwitterung anheimfällt. Bei dem Rieselfverfahren wird ein Teil der Stoffe, soweit es Pflanzennährstoffe sind, von den Pflanzen aufgenommen.

Auf die Belüftung ist also hier ebenfalls der größte Nachdruck zu legen. Sobald im Boden kein Sauerstoff mehr vorhanden ist, fließt das Abwasser in fäulnisfähigem Zustande aus dem Boden ab. Im übrigen ist die Frage der Dauer der einzelnen Lüftungs- bzw. Ruheperioden bei Bodenfiltern noch nicht abschließend geklärt. Nach den Erfahrungen empfiehlt es sich, infolge der Luftverdrängung bei der Beschickung die letztere möglichst rasch zu bewerkstelligen und alsdann regelmäßige Lüftungsperioden eintreten zu lassen.

Die Bodenfilter müssen auch in wassererfülltem Zustande noch lufthaltig sein, d. h. die Wasseraufnahme bzw. die Erfüllung des Bodenmaterials soll kleiner sein, als das Porenvolumen (vgl. Dunbar[1]).

Bisweilen bildet für eine unzureichende Belüftung des Bodens der Umstand einen Anhaltspunkt, daß die Abflüsse erheblichen Eisenschlamm absetzen. In diesem Falle ist im Boden von den Abbauprozessen herrührend zuviel Kohlensäure vorhanden, welche nicht entweichen kann und nach unten ausgewaschen wird. Im belüfteten Boden ist das Eisen im allgemeinen als Ferrisalze vorhanden. Ist nicht genügend Sauerstoff da, so werden Ferrosalze gebildet, die mit Kohlensäure lösliches Ferrokarbonat bilden. An der Luft scheiden die Abflüsse alsdann durch Sauerstoffzutritt wieder Ferrisalze (Eisenschlamm) ab.

Aus dem Obenerwähnten erhellt ohne weiteres, daß die Leistungsfähigkeit der Bodenflächen (wie bei den künstlichen biologischen Körpern) eine um so größere ist, je weitgehender die ungelösten Schmutzstoffe, insbesondere die Fettstoffe, welche in hohem Grade durch Verschlickung der Bodenoberfläche nachteilig sind, aus den Abwässern entfernt werden. Es empfiehlt sich deshalb eine weitgehende Vorbehandlung der Abwässer in dieser Richtung eintreten zu lassen. Der Schlick der Berliner Rieselfelder hat z. B. nach den Untersuchungen von Schreiber 16 Proz. Fett; 0,1 Proz. soll schon genügen, um sandigen Boden mit der Zeit undurchlässig zu machen.

Wird bei einem Bodenfilter der tiefere Untergrund ebenfalls aus durchlässigem Material bzw. durch einen Grundwasserträger gebildet, dem die niedersinkenden filtrierte Abwässer zufließen können, so sind für die Zwecke der Ableitung der gerieselten Abwässer Drainagen an sich nicht erforderlich, da doch, selbst bei relativ enger Anordnung (5 m und weniger) immer noch ein Teil der Abwässer zwischen den einzelnen Drainstrecken durchfällt. Immerhin können aber Drainagen auch in diesem Falle für die Bodenbelüftung nützlich sein.

Trifft der oben erwähnte Fall nicht zu, so muß für die filtrierte Abwässer ein künstlicher Abfluß durch Ableitungskanäle in ca. 1,5 m Tiefe (Drainagen) geschaffen werden, die in Abständen von 5 bis 20 m, je nach den örtlichen Verhältnissen, verlegt werden. Die Entfernung, Gefälle- und Lichtweitenbemessung der Drains muß so erfolgen, daß der Aufstau des gerieselten Wassers im Untergrund über dem Grundwasserspiegel nicht wesentlich über die Höhe der Drainagen stattfinden kann.

Die Anordnungsweise der Drainagen richtet sich nach der Form des Geländes. Man unterscheidet je nach der Anordnung die Längsdrainage, wenn sie parallel zum größten Gefälle, Querdrainage, wenn sie quer hierzu, und die Diagonaldrainage, wenn die einzelnen Drains schräg zur Abflußrichtung angeordnet sind.

a) Intermittierende Bodenfiltration.

Die Tatsache des Abbaues von Schmutzstoffen in intermittierend beschickten Sandfiltern hatte schon vor 1870 Frankland (in England) durch

Versuche nachgewiesen. Später wurden diese Versuche von der Gesundheitsbehörde in Massachusetts aufgenommen und durch jahrelange zahlreiche grundlegende Arbeiten erweitert, welche zur Folge hatten, daß die intermittierende Bodenfiltration insbesondere im Staate Massachusetts in zahlreichen Anlagen seit 30 Jahren bereits praktische Verwendung fand.

Über ausführliche Beschreibung dieser Anlagen vgl. Henneking [2].

Die Unterscheidung intermittierender Bodenfiltration zum Gegensatz von Rieselfeldern ist nicht ganz zutreffend, da auch bei Rieselfeldern eine intermittierende Beschickung erforderlich wird. Besser ist die Unterscheidung Staufilter, da die höhere Belastung mittels Überstauung zu jeder Jahreszeit der wichtigste Unterschied ist.

Bodenmaterial, wirksame Korngröße.

Für die Staufiltration eignet sich vor allem durchlässiger reiner Sand- und Kiesboden in natürlicher Lagerung (nach Entfernung eventuell vorhandener Ackerkrume), oder wenn solcher fehlt, in künstlicher Aufschüttung. Auch künstliches Material, Schlacke, Asche usw., kann, wie oben erwähnt, bisweilen Verwendung finden. Nach den erwähnten Versuchen des Gesundheitsamts in Massachusetts ist dasjenige Bodenmaterial in bezug auf Durchlässigkeit und Filterwirkung am günstigsten, welches mindestens etwa zu 10 Proz. der Korngrößen aus solchen von $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ mm besteht („effective size“, wirksame Größe), und dessen übriges Material im Mittel (etwa bei 60 Gew.-Proz.) eine Korngröße von 2 bis 3 mm nicht überschreitet. Das Verhältnis dieser beiden Korngrößen wird von der genannten Versuchstation als „Gleichmäßigkeitskoeffizient“ bezeichnet und dürfte bei kugelförmigem Korn ungefähr dem Verhältnis der durchschnittlichen Korngröße und derjenigen der einfachen Porenfüllung entsprechen.

Die Wasserkapazität, d. h. die in der vorher getrockneten Bodenprobe nach dem Anfüllen verbleibende Wassermenge beträgt bei den genannten Werten nach den erwähnten Versuchen 16 bis 18 Proz.

Bei zu feinem Material kann die Luft nicht in genügender Menge zutreten, zu grobes Material läßt das Abwasser zu rasch durchfallen und erschwert die gleichmäßige Verteilung.

Sofern das Filtrat in dem Untergrund (Grundwasser) genügende Vorflut findet, ist auch grobes Material günstig.

Die Einrichtung der Staufilter.

Das geeignete sandige Gelände oder die entsprechend künstliche Aufschüttung wird durch Aptierung bzw. entsprechende Aufschüttung in einzelne Stauteiche mit ebenen Sohlen eingeteilt. Die Umfassungsdämme nehmen gewöhnlich die Verteilungsgräben auf, von welchen mittels Holzschützen und breiten Einläufen die einzelnen Stauteiche gefüllt werden können. Die Teiche werden als quadratische Felder zweckmäßig nicht größer als etwa 0,4 ha bzw. entsprechend der zu behandelnden Abwassermenge so bemessen und eingeteilt, daß das Abwasser möglichst rasch aufgeleitet werden kann, um zwecks einer gleichmäßigen Verteilung und Belastung die Gesamtfäche 1 bis 3 dm hoch zu überstauen. Zur raschen Aufleitung ordnet man, wenn notwendig, innerhalb der Flächen noch Aufleitungsrinnen von Holz an. Zur gleichmäßigen Aufleitung empfiehlt sich nach Henneking [2] die Anordnung einer oder auch mehrerer Verteilungskammern, durch welche die

Beschickung jedes einzelnen Filterbeets mit einer jeweils bestimmten Abwassermenge gewährleistet wird.

Eine der jeweiligen Bodenbeschaffenheit angepasste Drainierung ist in keinem Falle nachteilig und in bezug auf Luftzuführung meist zweckmäßig. Bei den amerikanischen Musteranlagen fehlen zwar bisweilen Drainagen, oder sie sind in größeren Abständen (bisweilen nur ein Drainagestrang pro Feld) angeordnet. Notwendigkeit und Umfang der Drainagen ist schon oben allgemein erörtert.

Die Vorbehandlung der Abwässer und die Belastung der Staufilter.

Bei grobkörnigem durchlässigen Boden und relativ dünnem und frischem Abwasser ist es nach Henneking wie bei den meisten Anlagen in Massachusetts zulässig und zweckmäßig, daß die Rohabwässer direkt auf die Filter geleitet werden. Bei konzentrierten und fetthaltigen Abwässern und bei feinkörnigem Boden muß, wie oben allgemein entwickelt, die Vorbehandlung bei der Staufiltration eine besonders weitgehende sein, vor allem während der Winterperioden, wo die Schlammhaut, unter Eis und Schnee verborgen, schwer zu entfernen ist.

Für die Vorreinigung können Absitzanlagen jeder Art zur Verwendung gelangen; zweckmäßig sind insbesondere solche, die eine weitgehende Fettabscheidung bewirken.

Das Faulverfahren verdient nach Ansicht Hennekings[2] den Vorzug wegen des Ausgleichs und der Zersetzung und Umwandlung der Abwässer und den Vorzügen wegen der Schlammbehandlung; es empfiehlt sich aber, die gefaulten Abflüsse vor ihrer Aufleitung einer Belüftung (in besonderen Belüftern vgl. die Anlage von Saratoga Springs[2] S. 125) zu unterziehen.

Die Belastung richtet sich nach der jeweiligen Bodendurchlässigkeit, der Konzentration und Zusammensetzung des Abwassers und dem Grad des angestrebten Reinigungseffektes; bei den erwähnten amerikanischen Anlagen war bei einer Belastung im Jahresdurchschnitt von 2—300 cbm pro ha und Tag (30 l pro qm) bei sachgemäßem Betriebe das erzielte Produkt klar wie Quellwasser und bei einer Belastung von 1000—1100 cbm noch eben befriedigend; im Durchschnitt konnten 500—1000 cbm pro ha/Tag, je nach dem Boden, noch erfolgreich gereinigt werden. Dabei handelt es sich, wie erwähnt, um dünne Abwässer; für normale deutsche (vorgereinigte) Abwässer dürften nach Henneking[2] etwa 250—500 cbm pro ha/Tag anzunehmen sein. Bei den intermittierenden Bodenfiltern der Strafanstalt Plötzensee betrug die Belastung seit Jahren ebenfalls ca. 300 cbm pro ha bei einem relativ dünnen fettfreien Abwasser. Die letztgenannten Bodenfilter besitzen keine Drainagen, die gerieselten Wässer versinken und nehmen in dem darunter befindlichen Grundwasserträger ihren Abfluß.

Die erwähnten Beschickungszahlen sind, wie erwähnt, Jahresdurchschnitte einschließlich der Ruheperioden. Die einmaligen Belastungen sind wesentlich, je nach den Ruhepausen bis 10fach höhere. Bei den einzelnen Beschickungen soll die Wasserkapazität nicht überschritten werden. Die notwendige Ruhedauer und der zweckmäßigste Beschickungssturnus ist im einzelnen, wie oben schon erwähnt, noch nicht durch Versuche vollständig ermittelt. Sie wird entsprechend der Natur der biologischen Vorgänge im Bodenkörper ähnlich wie bei den künstlichen biologischen Körpern

sein müssen. Henneking [2] hält die Methode kleiner, aber entsprechend häufiger Beschickungen und Belüftungsperioden für die richtigere. Im allgemeinen wird man durch Untersuchung der Abflüsse, die in jedem Fall, wie überhaupt ein sachverständig geleiteter Betrieb, notwendig ist, sich Anhaltspunkte verschaffen, ob der Betrieb, insbesondere die Belüftung ausreichend und richtig gehandhabt wird. Im Sommer ist der Betrieb ein einfacher. Nach der Aufleitung bleibt das betreffende Beet zum Abtrocknen liegen. Die Schlammsschicht wird alsdann umgeharkt bzw. in größeren Perioden abgestochen; in einzelnen Fällen blättert sie nach dem Abtrocknen von selbst ab. Bei den amerikanischen Anlagen und ihren Abwässern gelingt es bisweilen, den getrockneten Schlamm teppichartig abzurollen.

Im Winter ist zur Auftauung der Bodenoberfläche eine stärkere Beschickung der Stauflächen bei entsprechend längerer Ruhepause erforderlich. Die Schlammhaut muß im Winter während der Frostperiode auf den Stauplätzen belassen werden, da ihre Entfernung einen zu großen Arbeitsaufwand erforderlich machen würde. Die Leistungsfähigkeit der Filter nimmt mit dem Wachstum der Schlammhaut naturgemäß ab. Da bei ebenen Sandflächen die Aufleitung im Winter unter Umständen Schwierigkeiten verursachen kann, hat man die Beete bisweilen dauernd, bisweilen nur im Winter mit 20–30 cm tiefen Furchen versehen. Entsteht über den Furchen eine Eis- bzw. Schneeüberdeckung, so kann doch das Abwasser in der frei bleibenden Furchenzone weiterfließen. In Frammingham hat man auch bisweilen bei ebener Sohle die Maisstauden (der Bepflanzung) stehen lassen und als Träger für die äußere Schneedecke benutzt.

Im allgemeinen wird mit der Zeit nach einer Reihe von Jahren immerhin neben anorganischem Material, soweit es nicht verwittert, auch ein Rest organischen Materials, das der Oxydation nicht zugänglich ist, im Boden zurückbleiben und in größeren Perioden eine Erneuerung der obersten Sandschicht auf 2–3 dem notwendig machen, was jedoch den Wert des Verfahrens kaum zu beeinträchtigen vermag.

Der Effekt von Staufiltern.

Staufilter sind „reif“ bzw. eingearbeitet, wenn die Abflüsse Nitrate aufweisen und infolgedessen nicht mehr fäulnisfähig sind. Im Sommer geht die Einarbeitung infolge Einwirkung der Temperatur erheblich schneller vor sich, in der kälteren Jahreszeit kann sie verschiedene Wochen erfordern. Die Abflüsse bei der intermittierenden Bodenfiltration unterscheiden sich, sofern Pflanzenwuchs fehlt, von denen, bei welchen regelmäßige landwirtschaftliche Ausnützung stattfindet, durch ihren wesentlich höheren Gehalt an Pflanzennährstoffen (Stickstoff, Phosphorsäure, Kali). Hat der Boden sich in diesem Falle mit den absorbierten anorganischen Nährsalzen gesättigt, so erscheinen diese Stoffe in den Abflüssen. Bei den Anlagen in Massachusetts wurde nach Henneking [2] Tabelle 61 im Durchschnitt eine Herabsetzung des Sauerstoffverbrauchs von 87 Proz. erzielt.

Infolge der (zur Vergrößerung der Durchlässigkeit) absichtlichen Entfernung der Ackerkrume und infolge der höheren Belastung bzw. Überstauung während des Betriebes ist bei Staufiltern eine landwirtschaftliche Ausnützung der Bodenflächen, die gegenüber Rieselei allerdings 10 mal kleiner sind, im allgemeinen schwer durchführbar; sie wird erst wieder ermöglicht, wenn sich nach längerem Betrieb in der obersten Bodenschicht organisches

Material angesammelt hat und alsdann zur teilweisen Reduktion des letzteren verwendet. Auf amerikanischen Anlagen wird bisweilen Mais gebaut. Vielfach eignet sich auch der Weidenbau, sofern der Salzgehalt des Abwassers kein zu hoher ist (nicht über 250 mg), da andernfalls die Weiden brüchig werden.

Für die Vorflut ist zu beachten, daß der hohe Gehalt der Abflüsse an Nitraten, sowie sonstigen Nährstoffen, falls keine landwirtschaftliche Ausnützung stattfindet, bisweilen zu einer erheblichen Verkrautung der Abflußgräben führen kann.

b) Rieselfelder.

Rieselfelder sind insbesondere in Deutschland zu großer Verbreitung gelangt und in ihren Einzelheiten untersucht worden (vgl. König [3]). Sie unterscheiden sich, wie erwähnt, von den Stauffiltern durch eine dabei angestrebte weitgehende landwirtschaftliche Verwertung des Bodens bzw. der demselben durch die Abwässer zugeführten Nährsalze.

Bodenart. Einrichtung der Rieselfelder für die Bewässerung und Bebauung.

Für Rieselfelder ist es erwünscht, wenn der durchlässige Boden nicht aus reinem Sand, sondern aus humosem bzw. leicht lehmigem Sand besteht. Durch letzteren Umstand wird natürlicherweise aber die quantitative Leistungsfähigkeit des Bodenfilters entsprechend herabgesetzt, welche im übrigen durch die landwirtschaftliche Ausnützung noch weiter beschränkt wird (s. unten).

Das natürliche Gelände wird durch entsprechende Bodenbewegung (Aptieren) in einzelne horizontal gelegene Flächen (sogenannte „Schläge“) eingeteilt, die ebenfalls wieder durch Dämme, welche zugleich die Zufußgräben sowie die Bedienungswege aufnehmen, umsäumt werden. Maßgebend für die Gestaltung der Feldflächen innerhalb der Schläge ist die Forderung, ob die Stengel und Blätter mit dem Abwasser in Berührung kommen dürfen oder nicht.

Die letzterwähnte Forderung muß bei Früchten gestellt werden, welche unter Umständen ungekocht zum menschlichen Genuß gelangen können; in diesem Falle wird die Fläche mit einem System paralleler Gräben bzw. Furchen überzogen, welche vom Abwasser nur teilweise erfüllt werden dürfen. Diese Art der Anordnung nennt man wegen der entstehenden Beete „Beetbau“. Das Abwasser versickert in den Furchen und tritt zum Teil seitlich in die Beete ein. Eine Überstauung der Beete selbst muß baulich vermieden werden. Die Beete werden zweckmäßig nicht zu lang, nicht über 30 m, die Beetbreite möglichst schmal, 1—2 m, gewählt, weil sonst die Wurzeln nicht mehr von dem versickernden Abwasser getroffen werden können. Durch das Furchensystem geht allerdings viel Fläche verloren.

Bei manchen Früchten, wie Viehfutter, Rüben- und Halmfrüchte, Mais usw. wird jedoch diese Beschränkung der Nichtbenetzung der Stengel und Blätter nicht notwendig; der Beetbau ist alsdann nicht unbedingt erforderlich.

In bezug auf Drainagen gilt das Obenerwähnte. Außerdem werden aber jedem Boden, der an sich geringere Durchlässigkeit zeigt, die Drainagen für die Luftzuführung willkommen sein.

Die Vorbehandlung der Abwässer und die Belastung von Rieselfeldern.

Die Vorbehandlung der Abwässer ist, wie oben allgemein erwähnt, zweckmäßig eine möglichst weitgehende, wenn eine möglichst große und dauernde Leistungsfähigkeit der Felder erzielt werden soll. Selbst noch soweit vorgeklärte Abwässer enthalten immer noch weit mehr Pflanzennährstoffe als von dem Wachstum auf dem Rieselfeld aufgebraucht werden können.

Die Belastung hängt außer von der Beschaffenheit des Abwassers und des Bodens von der Art der landwirtschaftlichen Ausnutzung sowie von der Jahreszeit ab. Bei sehr durchlässigem Boden und nicht zu konzentriertem Abwasser, aus welchem das Fett soweit wie praktisch möglich entfernt ist, läßt sich eine Belastung von 120—200 cbm pro ha und Tag als oberste Grenze noch erreichen. Nach deutschen Erfahrungen, z. B. bei den Charlottenburger Rieselfeldern, liegt bei Rüben- und Grasbau, den gegen Überlastung mit Abwasser unempfindlichsten landwirtschaftlichen Erzeugnissen, die höchste Belastungsgrenze bei 150 cbm pro ha im Jahresdurchschnitt.

Die deutschen Rieselfelder besitzen bis jetzt zumeist keine Vorreinigungsanlagen mit Ausnahme von Charlottenburg, Kottbus und Bielefeld. Die geringste Belastung beträgt (vgl. Bretschneider und Thumm [4]) 35—40 cbm pro ha und Tag entsprechend 250—300 Einwohnern (Berlin, Braunschweig). Die größte Belastung (ohne Vorreinigung) zeigen die Danziger Rieselfelder mit 90 cbm/ha und Tag (700 Personen). Bei den Charlottenburger Rieselfeldern (mit Absitzbecken) beträgt die Belastung 130 cbm/ha (1200 Personen), bei Kottbus sogar 180 cbm (700 Personen). Eine Vorreinigung mit Fettabfangung besitzen bis jetzt nur die neuen Rieselfelder von Quedlinburg.

Bestimmte Vorschriften über die Häufigkeit der Berieselung der einzelnen Schläge für alle Rieselfelder lassen sich nicht aufstellen. (Vgl. die entsprechenden Erfahrungen bei den Staufiltern.) Bislang ist dies noch Sache des erfahrenen Betriebsleiters und muß von Fall zu Fall entschieden werden. Auch hier wird eine sorgfältige Untersuchung der Abflüsse sowie der Bodenoberfläche selbst die nötigen Anhaltspunkte liefern.

Der Winterbetrieb der Rieselfelder gestaltet sich insofern einfach, als er bis zu einem gewissen Grade nach dem Staufilterverfahren erfolgen kann. Infolge Filterverletzungen im Herbst (Rübenernte) können bis zur Wiedereinarbeitung der betreffenden Stellen geringere Reinigungseffekte eintreten. Im Sommer, insbesondere vor und während der Ernte, gestaltet sich der Betrieb insofern schwierig, indem hier auf den bestellten Flächen vom Landwirt kein Abwasser gewünscht wird. Zu dieser Zeit liegt insbesondere die Gefahr einer Überlastung der wenigen als Reserve dienenden Berieselungsflächen vor. Vom Standpunkt der Abwasserreinigung ist selbstverständlich zu fordern, daß ein gleichmäßig guter Reinigungseffekt in bezug auf das aufgeleitete Abwasser erzielt wird und daß die Erzielung einer guten Ernte erst in zweiter Linie steht. Zur Vermeidung einer Kollision der beiden Interessen ist von vornherein Sorge zu tragen, daß als Reserve genügend große Flächen zur Verfügung stehen, die während der Erntezeit fast ausschließlich beschickt werden können. Gewöhnlich wählt man hierfür die sandigsten und durchlässigsten Stellen des

Rieselgeländes aus, die zweckmäßig als Staufilter betrieben werden. Insbesondere beim Mischsystem und dem dabei zu reinigenden doppelten und mehrfachen Trockenwetterabfluß kann vor bzw. während der Ernte die Unterbringung dieser Wässer Schwierigkeiten verursachen. In diesen Fällen können auch große Aufspeicherungsteiche (auf den höchsten Punkten) auf den Rieselfeldern von Vorteil sein.

Rieselfelder bedürfen im Betrieb andauernd der sorgfältigsten Beaufsichtigung, vor allem ist eine Überlastung der Rieselfelder zu verhindern.

Die Beschaffenheit der Rieselfeldabflüsse.

In chemischer Hinsicht leisten Rieselfelder zweifellos gegenüber anderen Abwasserreinigungsanlagen am meisten; die Oxydierbarkeit der Abwässer wird um 75 bis 90 Proz. und mehr herabgesetzt. Der Gehalt an Nitriten und Nitraten ist ein sehr hoher und beträgt z. B. bei den Berliner Drainwässern 147 mg/L.

In bakteriologischer Hinsicht leisten Rieselfelder eine sehr hohe Herabsetzung auf 10 und in einzelnen günstigen Fällen bis 1 per Mille des ursprünglichen Keimgehaltes. Die Rieselfeldabflüsse sind nie keimfrei, nicht einmal frei von pathogenen Keimen. Die in ihnen enthaltene Bakterienflora ist die für die Abwässer und nicht für den Boden charakteristische (vgl. Scoble [5]). Die Vernichtung der mit den Abwässern aufgebrauchten Bakterien scheint nach Scoble vor sich zu gehen, wenn die Rieselung des Geländes unterbrochen wird.

Bei nicht genügend weitgehender Mineralisierung (besonders im Winter) treten infolge der noch vorhandenen organischen Nährstoffe bisweilen Pilzwucherungen in den Abflußgräben ein, die eine besondere Beseitigung verlangen (vgl. Kolkwitz [6]).

Landwirtschaftliche Ausnützung der Rieselfelder.

Wenn den erwähnten Betriebsrücksichten in bezug auf Abwasserreinigung jederzeit Rechnung getragen wird, so steht im übrigen der landwirtschaftlichen Ausnützung jeder Art nichts entgegen. Beschränkungen können jedoch auch in der Beschaffenheit der Rohwässer begründet sein. Ein hoher Salzgehalt der Abwässer kann ungünstig auf das Gedeihen der Pflanzen einwirken, z. B. Weiden (s. S. 75). Das Bestreben einer möglichst großen quantitativen Leistungsfähigkeit in bezug auf Abwasserbehandlung zwingt zur Wahl dementsprechender unempfindlicher Nutzpflanzen. Als solche sind Gras, insbesondere italienisches Raygras, ferner Hackfrüchte, insbesondere Kohlrüben, von Halmfrüchten insbesondere Mais usw. geeignet. Im übrigen können, je nach den Verhältnissen, alle Getreidearten gebaut werden, ferner insbesondere auch Obst. Nach Calmette [7] wirkt die Bodendurchkühlung infolge Verdunstung verzögernd auf die Reifung, ein Umstand, der für den Marktwert von Gemüse usw. nachteilig ist.

Bei der Verpachtung in kleinere Parzellen, die von einzelnen Fachleuten finanziell als am günstigsten erachtet wird, ist Sorge zu tragen, daß eine genügende Reinigung gewährleistet wird und diese nicht im Belieben der Pächter liegt. Scoble ist der Ansicht, daß die Verpachtung der Rieselfelder zu verwerfen sei. Gesundheitliche Bedenken in bezug auf Übertragung infektiöser Stoffe durch die Feldfrüchte, durch Milch, durch Fliegen sowie durch Arbeiter auf den Rieselfeldern, die theoretisch wohl

bestehen, haben bisher durch die Praxis noch keine Bestätigung gefunden. In bezug auf Typhus vgl. Schmidtmann[8], in bezug auf Tuberkulose Musehold[9]. Betreffs eventueller Übertragung von Cholera vgl. Calmette[7], S. 22. Immerhin ist der Durchführung und Befolgung sanitärer Maßnahmen in den genannten gesundheitlichen Beziehungen ein sorgfältiges Augenmerk zu schenken. Die Trinkwasserversorgung vor allen Dingen muß in einwandfreier Weise erfolgen. Geruchsbelästigungen usw. für die weitere Umgebung sind ebenfalls nicht nennenswert, obwohl sich Ausdünstungen bisweilen auf größere Entfernungen (bei Wind) bemerkbar machen können. Zweckmäßig sind hohe und dichte Anpflanzungen als Begrenzung der Rieselflächen, die auch für das Abschweifen der Fliegen zweckmäßig sind.

Weitere Benachteiligungen durch Rieselfelder können bestehen in einer ungünstigen Beeinflussung von Grundwasserträgern. Eine solche läßt sich bei Sandboden, abgesehen vom Chlorgehalt, der an sich unterhalb der Grenze von welcher er für den Geschmack bemerkbar wird (ca. 500 mg) unschädlich ist, in sonstiger, speziell bakteriologischer Beziehung jeweils nur auf geringe Entfernung vom Rieselfeld selten mehr als 50—100 m nachweisen.

Die Aufbringung von Schmutzstoffen auf die Felder kann ferner zur Folge haben ein Überhandnehmen der Ratten und Mäuse, wogegen unter Umständen besondere Maßnahmen zu treffen sind.

Die Anlagekosten von Rieselfeldern sind wegen des großen Geländeerwerbs und der Fördereinrichtungen, Pumpstation, Druckrohr, gewöhnlich recht beträchtlich, ebenso die Kosten für die Herrichtung des Feldes selbst, welche pro ha 1500 bis 2000 M. und mehr betragen können. Bei der Rentabilitätsberechnung ist aber zu beachten, daß z. B. sandiger Boden durch die Berieselung mit der Zeit erheblich wertvoller, weil fruchtbarer, wird, und daß nur die Differenz gegenüber den Anlage- und Betriebskosten einer anderweitigen, gleich leistungsfähigen Abwasserreinigungsanlage, die sonst notwendig gewesen wäre, in Ansatz gebracht werden darf. Bei einer derartigen Berechnung kann sich immerhin noch eine Rentabilität ergeben, wenn das Gelände (infolge von Enteignung usw.) von vornherein nicht zu teuer erworben werden mußte.

Die Doppelberieselung.

Die ersten Rieselwässer enthalten, wie erwähnt, größere Mengen von gelösten Nitraten sowie anderen Nährstoffen. Zur Ausnützung des Stickstoffes in dieser für die Pflanzenaufnahme günstigsten Form ist es zweckmäßig, überall, wo es möglich ist, diese Abflüsse nochmals zur Verrieselung zu bringen.

Für Doppelberieselung empfiehlt sich insbesondere auch die Verbindung von Staufiltern mit Rieselfeldern in der Weise, daß etwa höher gelegene Partien mit der gesamten Abwassermenge als Bodenfilter beschickt werden und erst die an Nitraten reichen Abflüsse zur Aufleitung auf die eigentlichen Rieselfelder gelangen.

Zur weiteren Nachreinigung der in den Rieselfeldabflüssen etwa noch vorhandenen stickstoffhaltigen Substanzen empfiehlt sich die Anlage und Bewirtschaftung von Fischteichen.

Dadurch ist einerseits eine einfache Kontrolle für den Reinigungseffekt

der Rieselfelder gegeben, andererseits werden die in den Abflüssen noch vorhandenen Schmutzstoffe, die, wie oben erwähnt, durch Pilzwucherungen in der Vorflut Mißstände erzeugen können, auf wirtschaftlicher Weise aus ersteren entfernt.

Über Untergrundberieselung, die sich nur für kleine Anlagen eignet (vgl. Hauskläranlagen).

e) Eduardsfelder Spritzverfahren.

Unter Benutzung der Kopfdüngung, die besonders für Winterfrüchte und für Grasbau zweckmäßig ist (vgl. Gerlach [10]), läßt sich die Aufbringung und Verteilung von Abwasser auf Feldern in einfacher Weise durch das Spritzverfahren erreichen. Das letztere war im Prinzip bereits ungefähr ums Jahr 1850 von Kennedy in England angegeben. Vor ca. 12 Jahren wurde das Prinzip vom Magistratsbaurat Wulsch in Posen aufgenommen und ausgebildet und auf dem Gute Eduardsfelde bei Posen (daher sein Name), ferner auf dem Gut Waldau bei Osterode, sowie auf einer Fläche bei Magdeburg zur Ausführung gebracht. Nach Wulsch [11] sollen die Abwässer nur in der für reichliche Pflanzendüngung und Befechtung erforderlichen Menge (ca. 4—6 cm Höhe jährlich) aufgebracht werden, um eine als nachteilig erachtete Übersättigung einerseits zu vermeiden und andererseits möglichst große Flächen bedingen zu können. Die Belastung wird nach dem Stickstoffbedarf der Pflanzen geregelt. Nach Versuchen von Gerlach [10] soll die Wirkung des Stickstoffs frischer Wasserfäkalien 70—90 Proz. von derjenigen des Salpeterstickstoffs betragen. Kali und Phosphorsäure werden in Eduardsfelde in Kunstdünger gegeben. Der Erwerb von Rieselland ist bei dem Spritzverfahren nicht notwendig, es genügt ein Abkommen mit den Grundbesitzern, wobei es keine Schwierigkeit bildet, wenn einzelne derselben ihre Erlaubnis versagen, da deren Grundstücke als Inkaven im übrigen Spritzgelände verbleiben. Bodenart und Oberflächenform spielen bei dem Verfahren keine Rolle. Das Abwasser wird in einem weiten Netz von festen Druckleitungen mit Zapfstellen (Hydranten) einem möglichst großen Feldgelände zugeleitet. Mittels beweglicher Feldleitungen wird der Anschluß der einzelnen Felderpartien an die Hydranten der festen Druckleitungen bewirkt. Die Verteilung des Abwassers auf dem Feld selbst durch Spritzen erfolgt durch wenige Leute mittels leicht beweglicher Schlauchleitungen. An festen Leitungen werden etwa nur für 150 M. pro ha erforderlich (vgl. Wulsch [1]). Die Anlage gestaltet sich sehr einfach, da Aptierung sowie Drainagen nicht erforderlich sind. Allerdings ist die Beschaffung des erforderlichen Spritzdruckes (2—3 Atm.) notwendig. Bei der doch meist notwendigen maschinellen Förderung der Abwässer nach den Feldern läßt sich dieser Druck auf einfache Weise erreichen.

Da die verrieselten Wässer teils verdunsten, teils im Boden verbleiben oder von den Pflanzen aufgenommen werden, können Abflüsse nicht in Betracht kommen.

Selbstverständlich kann das Spritzverfahren nicht für Feldfrüchte in Frage kommen, die in ungekochtem Zustande zum menschlichen Genuß gelangen können. In hygienischer Hinsicht ist ferner erforderlich, daß die Wege im Spritzgelände nicht verunreinigt werden (vgl. Thiesing [12]).

Gesundheitliche Bedenken für die Betriebsleute haben sich bis jetzt

nicht ergeben, man wird hierbei aber noch mehr als bei den Rieselfeldern eine diesbezügliche Kontrolle üben müssen.

Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle von Berieselungsanlagen:

1. Kontrolle der den Landflächen zugeführten Abwassermengen (Registrier-
vorrichtungen an den Fördermaschinen der Pumpstationen, Beschickungs-
meßeichen usw.).
2. Kontrolle des Rieselbetriebs an der Hand der Betriebsbücher.
3. Fortlaufende Kontrolle in bezug auf fäulnisunfähige Abflüsse.
4. Kontrolle des Gesamteffekts durch eingehendere chemische und bakterio-
logische Untersuchungen der Rohabwässer und Drainwässer.
5. Kontrolle auf die eventuelle Notwendigkeit einer Vorreinigung ins-
besondere Fettabscheidung durch Untersuchung des Schlicks.
6. Bei Kopfdüngung Kontrolle auf Früchte, die eventuell ungekocht ge-
nossen werden könnten.
7. Kontrolle der Trinkwasserverhältnisse und des Gesundheitszustandes
der Wärter und Arbeiterbevölkerung auf den Rieselfeldern.
8. Kontrolle auf Geruchsbelästigungen, Fliegen-, Ratten- und Mäuseplage.

Literatur:

- [1] Dunbar, Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage 1907.
- [2] Henneking, Abwasserreinigung mittels intermittierender Bodenfiltration in Nord-
amerika; Mitteilungen aus der Königl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasser-
beseitigung, Heft 12, 1909.
- [3] König, Die Verunreinigung der Gewässer.
- [4] Bretschneider u. Thumm, Mitteilungen aus der Königl. Prüfungsanstalt für
Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung, Heft 3, 1904.
- [5] Scoble, Die Reinigung von Abwässer durch Rieselei. Bericht an die „Royal Com-
mission“ von England. Surveyer, 1906, S. 448 u. ff.
- [6] Kolkwitz, Mykologie und Reinigung der städtischen und der Zuckerfabrik-
abwässer; Handbuch der technischen Mykologie von Lafar, 1906, Bd. III, Kap. 15 und
Tafel X.
- [7] Calmette, L'épuration biologique et chimique des eaux d'égout, Bd. 2, 1907, Paris.
- [8] Schmidtman, Vierteljahresschrift für gerichtliche Medizin und öffentliches
Sanitätswesen, 1908, Bd. 35, 3. Folge, S. 341.
- [9] Musehold, Arbeiten aus dem Kaiserlichen Gesundheitsamt, Bd. XVII, Heft 1, 1900.
- [10] Gerlach, Mitteilungen der Deutschen Landwirtschaftl. Gesellschaft, 1907, Stück 18
und 19; Gerlach, Jahresbericht der Landwirtschaftl. Versuchsstation Posen, 1898/99.
- [11] Wulsch, Die landwirtschaftliche Verwertung der städtischen Kanalwässer nach
dem Vorbilde von Eduardsfelde bei Posen, Verlag Decker & Co., Posen; Wulsch, Ge-
sundheits-Ingenieur, 1908, Nr. 35.
- [12] Thiesing, Mitteilungen der Landwirtschaftl. Gesellschaft, 1900, Stück 37.

VIII. Hauskläranlagen.

Unter Hauskläranlagen sollen die Reinigungsanlagen verstanden werden, die für einzelne Gebäude und Anwesen notwendig sein können, bei denen ein Kanalanschluß, der sonst, wie oben erwähnt, die beste Art der Abwasserbeseitigung darstellt, aus irgendeinem Grunde vorläufig oder dauernd nicht möglich ist. Im folgenden sollen die wichtigsten Reinigungsverfahren in ihrer Anwendung auf solche Fälle kurz besprochen werden. Die Errichtung

solcher Anlagen innerhalb von bewohnten Gebäuden oder dicht bei solchen erfordert in erster Linie die Vermeidung von Geruchsbelästigungen; ferner sollen die Anlagen, den Umständen entsprechend, möglichst wenig Wartung erfordern. Die Vorreinigung der Abwässer (Brauchwässer mit Fäkalien) erfolgte aus diesen Gründen sowie wegen des Ausgleichs des sehr ungleichen Zuflusses seither gewöhnlich mittels geschlossener Faulräume (aus Mauerwerk oder eisernen Behältern), die zweckmäßig (wie oben) in mehrere Abteilungen geteilt sind (vgl. Fowler [1]). Zweckmäßig ist die Anordnung der ersten Abteilung, wie z. B. bei dem Klärkessel von Happ, Zürich (Fig. 39) derart, daß die Fäkalien durch die abstürzenden Klosett- wässer zertrümmert und ausgelaugt werden, wodurch die Fäulung beschleunigt wird. Zur Erzielung fäulnisunfähiger Abflüsse wird aber (wie S. 38 erwähnt) fast immer eine Verdünnung derselben mit indifferentem Wasser

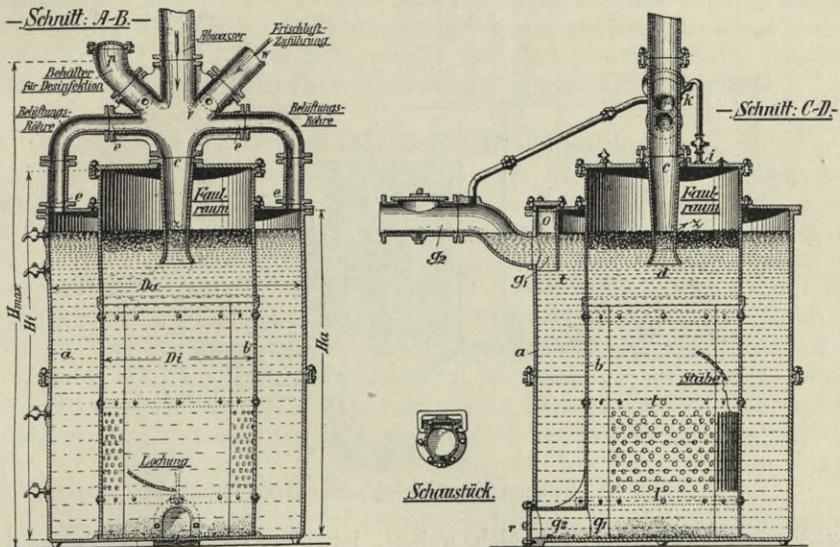


Fig. 39. „Klärkessel“ von Happ & Co., Zürich.

(Wasserleitung oder aufgespeichertes Regen- bez. Oberflächenwasser) erforderlich, deren Grad vom einzelnen Fall abhängt. In vielen Fällen wird sich aber auch eine gewöhnliche Absitzanlage (mit mehrstündiger Aufenthaltsdauer zum Ausgleich der Zufüsse) mit selbsttätiger Schlammabscheidung nach einem darunter befindlichen Schlammreduktionsraum (z. B. Emscherbrunnen, Kremer-Imhoffbrunnen usw.) mit Vorteil verwenden lassen, wodurch Geruchsbelästigungen noch sicherer vermieden werden können.

Für eine notwendige weitergehende Reinigung sind künstliche biologische Körper (vgl. Lübbert [2]) und Landbehandlung die gebräuchlichsten Verfahren. Chemische Klärung ist gewöhnlich zu umständlich und kostspielig insbesondere auch wegen der größeren anfallenden und zu beseitigenden Schlammmenge. Biologische Füllkörper, die, wie oben erwähnt, in bezug auf geringere Geruchsbelästigungen und Fliegenplage Tropfkörpern gegenüber im Vorteil sind, eignen sich nur, wenn eine sorgfältige Wartung (durch Gärtner, Hausdiener) gewährleistet ist. Tropfkörper müssen zum

Schutz gegen Geruchsbelästigung und Fliegenplage überbaut werden. Fig. 40 zeigt das Schema einer Hauskläranlage mit Faulraum und Tropfkörper. Für eine genügende Luftzu- und abführung (durch Kamin) ist zu sorgen.

Der Behandlung der Abwässer auf Land steht nichts entgegen, wenn die Flächen mindestens 100 m vom Haus angelegt werden können und keine Früchte derselben ungekocht zum menschlichen Genuß gelangen können. In der Nähe bewohnter Gebäude gelangt bei durchlässigem Untergrund vielfach die sogenannte Untergrundberieselung zur Anwendung. Das vorgereinigte Abwasser wird mittels Drainleitungen in ca. 1 m Tiefe im Untergrund verteilt. Da die Schmutzanhäufungen hauptsächlich im Bereich

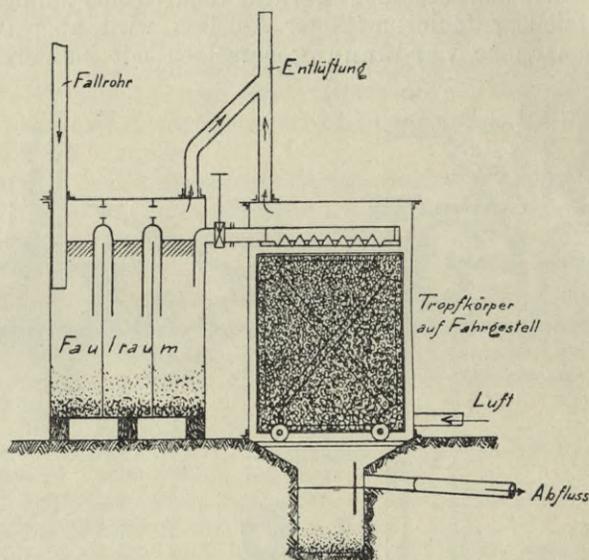


Fig. 40. Schema einer biologischen Hauskläranlage.

der Verteilungsröhren vor sich gehen, ist eine sorgfältige Vorreinigung zweckmäßig, um die erstere hintanzuhalten. Die Verteilungsröhren, die zugleich auch die Luftzuführung für die Regenerierung des Bodenfilters zu bewirken haben, dürfen nicht zu eng gewählt werden.

Die hygienische Kontrolle erfolgt im einzelnen sinngemäß wie bei dem Verfahren im großen.

Literatur:

[1] Fowler, Small Sewage Installations (Referat Weldert, Technisches Gemeindeblatt, 1909, Nr. 20).

[2] Lübbert, Die Abwasserreinigung im Kleinbetrieb. Gesundheits-Ingenieur, 1909, Nr. 26 und 27.

IX. Gewerbliche Abwässer und deren Behandlung.

Die folgenden Ausführungen über die Behandlung und Reinigung gewerblicher Abwässer sollen sich im Rahmen der vorliegenden Abhandlung nur auf die wichtigsten Grundzüge der Behandlung der häufigeren gewerblichen Abwässer beschränken. Dies letztere erscheint auch insofern gerecht-

fertigt, als außer der reinen Sedimentation umfassende Feststellungen über die (weitergehende) Reinigung gewerblicher Abwässer noch wenig bekannt geworden sind (vgl. König [1], Schiele [2], Benedict [3]). Im Gegensatz zu den städtischen Abwässern befinden sich die Verfahren für eine weitergehende Reinigung gewerblicher Abwässer noch im Anfangsstadium. Für viele Wässer sind zurzeit brauchbare Verfahren überhaupt noch nicht bekannt und müssen vor Errichtung größerer Anlagen die Hauptgesichtspunkte erst durch Vorversuche gewonnen werden. Wo es möglich ist, industrielle Wässer mit städtischen genügend zu vermischen, gelangt man auf diese Weise gewöhnlich am raschesten zum Ziel. Dabei ist jedoch notwendig, daß gewisse industrielle Wässer vor der Einleitung in die Kanäle einer Vorbehandlung bedürfen. So kann es notwendig werden, bei säurehaltigen Abwässern eine vorherige Abstumpfung der Säure vorzunehmen, um Zerstörungen des Kanalmaterials zu vermeiden. Andere Stoffe können bei ihrer Einleitung in die Kanäle Nachteile verursachen, so insbesondere Fett- und Faserstoffe aus Textilindustrien, welche mit den Schmutzstoffen zusammen festhaftende Beschläge der Kanalwandungen herbeiführen können.

Schlachthofabwässer.

Die Abwässer aus Schlachthöfen bedingen insofern eine besondere Berücksichtigung, als sie fast in jeder Stadt in Frage kommen. Durch bauliche Anordnung muß Vorsorge getroffen werden, daß infektiösvächtige Stoffe bezw. Abwässer für sich getrennt gesammelt und besonders desinfiziert werden können. Die übrigen Schlachthofabwässer werden, wo Kanalisation vorhanden ist, am einfachsten dieser zugeführt. Vor dieser Einleitung und selbst vor der Vermischung der Schlachthofabwässer mit auf dem Schlachthof anfallenden häuslichen Abwässern ist es zunächst notwendig, größere Suspensionen wie Gewebe, Därme usw. durch Rechen, Tauchwände u. dergl. zurückzuhalten. Ebenso empfiehlt sich die vorherige Abscheidung der Fettstoffe (durch Fettfänger, z. B. Kremer-Apparate), um diese von den Kanälen fernzuhalten und für Talgfabrikation verwerten zu können.

Wo Kanalanschluß fehlt, erfolgt eine notwendig werdende weitergehende Reinigung der abgetrennten Schlachthofabwässer am besten mittels chemischer Fällungsmittel, Eisensulfat allein oder mit schwefelsaurer Tonerde, welche die Blut- und Eiweißsubstanzen ausfällen und bei guter Sedimentation klare, entfärbte und fast geruchlose Abflüsse liefern. Die Abflüsse können nach Bedarf auf Land oder auf künstlichen biologischen Körpern weiter behandelt werden.

Ohne Fällungsmittel gelingt die Sedimentation wegen der Blut- und Eiweißstoffe schlecht. Kalk eignet sich nach Guerin und Rolants [4] nicht, da er die Entwicklung von Ammoniak und anderen Gasen hervorruft.

Faulungsanlagen sind für die Vorbehandlung nicht rationell, da die Wässer relativ langsam in Fäulnis übergehen.

Abwässer aus Gasanstalten und Kokereien.

Diese Abwässer sind wegen ihrer starken Alkaleszenz, ferner infolge der in ihnen enthaltenen giftigen Stoffe (Cyanverbindungen, Phenole usw.) für die Vorflut sehr nachteilig. Als zweckmäßig erwiesen hat sich eine rationelle Vermischung mit indifferentem reinerem Wasser in Verbindung mit Sedimentation und entsprechende Ableitung. Auch die Berieselung

ist bisweilen mit Erfolg angewandt worden (z. B. bei Kokereien im Sulzbachtal).

Über die Verwendung der Abwässer für Staubbindungszwecke vgl. Weldert [5].

Kohlenwaschwässer.

Die Reinigung der Kohlenwaschwässer gestaltet sich insofern rationell, als durch die Abscheidung der Kohleteilchen wertvolles Material gewonnen wird.

Die Beschaffenheit der Wässer hängt von der Beschaffenheit der Kohle, insbesondere ihrem Schwefelgehalt ab; gewöhnlich enthalten sie zwar organisches Material, aber keine fäulnisfähigen Stoffe. Für die Reinigung genügen Absitzanlagen, allerdings bisweilen von mehrstündiger Aufenthaltsdauer, weil die feinsten Kohleteilchen langsam sedimentieren. Notwendig ist ferner die Einrichtung einer möglichst bequemen Entfernung des abgeschiedenen Kohlenschlammes. Zweckmäßig erscheint die Ausgestaltung der Absitzbecken mit Schlammentwässerungsdrainagen auf der Beckensohle (wie z. B. bei der Anlage der Zeche Hagenbeck bei Essen von Imhoff), um nach Ablassen des Beckens den Schlamm entwässern zu können.

Gerbereiabwässer.

Gerbereiabwässer erfordern eine besondere Aufmerksamkeit wegen ihrer hohen Konzentration und ihres Gehalts an Gerbstoffen. Am besten ist, die Abwässer den städtischen Kanälen zuzuführen. Doch können auch hier für die zentrale Reinigungsanlage Mißstände entstehen; es empfiehlt sich deshalb, den Anschluß von Gerbereiabwässer nicht bedingungslos zu gestatten, sondern die Möglichkeit einer Vorbehandlung der Abwässer auf den Fabrikgrundstücken vorzuschreiben. Für die letztere empfiehlt sich die Trennung der Abwässer der einzelnen Stadien, der Wäsche, der Entkalkung zur Entfernung der Haare, der eigentlichen Gerbung, sowie der Färbung. Werden aus den eigentlichen Gerbereiabwässern (Lohgerberei) die schädlichen Stoffe durch Fällung mittels Kalk- und Tonerde ausgeschieden, so lassen sich für die weitere getrennte Reinigung am besten Rieselanlagen oder auch zweistufige Füllkörper verwenden (nur einmalige Beschickung). Die genannten Abwässer dürfen aber keine andern Gifte enthalten, auch nicht zuviel Chlor. Die übrigen Abwässer aus den erwähnten Stadien kann man mechanisch vorklären (sofern kein Kanalanschluß vorhanden). Man erreicht damit ebensoviel, wie mit Chemikalien. Zweckmäßig ist vor der weitergehenden biologischen Reinigung der mit Kalk vorbehandelten Gerbereiabwässer die Entfernung des Kalks durch Rauchgase (Marsson). Bei der Ableitung von Gerbereiabwässer (Lohgerberei) ist zu beachten, daß, sofern die Vorflut eisenhaltig ist, Schwarzfärbungen eintreten können.

Zuckerfabrikabwässer.

Bei den Zuckerfabrikabwässern empfiehlt es sich ebenfalls, sämtliche Abwässer abzutrennen, für welche eine einfachere mechanische Reinigung genügt. So lassen sich z. B. die erheblichen Mengen von Rübenwaschwässer nach Reinigung in Absitzanlagen (Teichen) im Betriebe wieder verwenden. Für die Schnitzelwässer empfiehlt sich eine Abscheidung der Schnitzel durch Siebanlagen (Schwanzfänger, Riensche Scheiben u. dergl.). Die Schnitzel-

preß- und Diffusionswässer erfordern eine weitergehende Reinigung. Die letztere erfolgt zunächst gewöhnlich durch Kalkfällung. Für die abfließenden Wässer gilt als beste Methode das Rieselfeld oder die intermittierende Bodenfiltration, wobei jedoch in gewissen Zeitabständen die Schlammrückstände entfernt werden müssen, andernfalls wird der Boden durch den Kalk und die organischen Substanzen zu sehr verfilzt. Die künstlichen biologischen Verfahren haben sich in der Praxis nicht bewährt. Zurzeit geht das Bestreben dahin, diese schwieriger zu reinigenden Abwässer zu reduzieren und die Diffusion, die zwar eine bessere Ausbeute und ein reineres Produkt, aber auch größere Abwassermengen liefert, mehr oder weniger einzuschränken, und zu den Auslaugmethoden zurückzukehren. So bei dem Steffenschen Brühverfahren, bei dem Pfeiffer-Bergreuschen und bei dem Hyroß-Rakschen Verfahren [6].

Die Abwässer aus den Gährungsgewerben. Brauereiabwässer.

Bei der Einleitung in städtische Kanäle empfiehlt es sich, die Brauereiabwässer möglichst frisch abzuleiten. Saure Wässer können, wenn sie mit schwefel-eisenhaltigen (auch schwefelnatriumhaltigen Abwässern aus Gerbereien) zusammen kommen, durch Entbindung von Schwefelwasserstoff zu Geruchsbelästigungen (aus den Kanälen) Anlaß geben (vgl. Schiele [2], S. 470). Für die Reinigung von Bierbrauereiabwässer eignen sich am besten Rieselfelder bei entsprechender Vorbehandlung. Für letztere hat sich die Faulung als ungünstig erwiesen. Geeigneter ist chemische Vorklärung. Ferner kann man mit Sicherheit sagen, daß sie sich durch das biologische Verfahren reinigen lassen. Allerdings liegen nur Erfahrungen über Füllverfahren vor.

Molkerei- und Stärkefabrikabwässer.

Bei diesen Abwässern ist es nach den vorliegenden Erfahrungen notwendig, soweit wie möglich mechanisch vorzureinigen und eine Vermischung der einzelnen Abwässer herbeizuführen. Zweckmäßig werden mehrere Abziträume verwendet, wobei jedoch die Abwässer noch möglichst frisch dem Vorfluter übergeben werden sollen, indem sich die gefaulten Abwässer, trotzdem sie teilweise abgebaut sind, als nachteilig erwiesen haben. Aus diesem Grunde wird bisweilen durch Zusatz von Chlorkalk die Gärung hintangehalten. In einzelnen Fällen hat man auch schon mit Erfolg versucht, die Milchwässer abzutrennen, so bei dem Verfahren von Dr. Hamilton mittels Zusatz von Ätzkalk und Natronsilikat (vgl. auch [7]).

Nach Kattein und Schoffs [8] können Molkereiabwässer durch das biologische Verfahren befriedigend behandelt werden und zwar soll das Tropfverfahren dem Füllverfahren hierbei überlegen sein.

Nach Zahn [9] können Stärkefabrikabwässer mit dem Füllverfahren (am besten feine Schlacke und Sand) genügend gereinigt werden, dabei hat sich eisenfreies Material geeigneter erwiesen als eisenhaltiges. Bei diesen Versuchen wurde auch ohne Verdünnung der Rohabwässer gärungs- und fäulnisunfähige Abflüsse erzielt (vgl. auch Rolants [10]).

Brennereiabwässer.

Für Brennereiabwässer empfiehlt sich für die Vorbehandlung Ausfäulung (bisweilen vorherige Verdünnung der Abwässer) (vgl. Calmette [11]); für

die weitergehende Behandlung kommt fast nur Rieselei in Frage. In bezug auf künstliche biologische Verfahren gilt das Obenerwähnte.

Abwässer aus der Textilindustrie.

Je nachdem die Betriebe mehrere Artikel oder nur Spezialartikel umfassen, sind die Abwässer verschieden. Im allgemeinen ist für eine erfolgreiche Behandlung ebenfalls wieder eine Trennung der Abwässer in der Weise erforderlich, daß gleichartige Abwässer zusammengefaßt und so behandelt werden, daß das in letzteren jeweils enthaltene weiterverwertbare Material wieder gewonnen wird. In letzterer Hinsicht kommt insbesondere in Frage die Abscheidung der Faserstoffe (Lehmannscher Fasernfänger) sowie der Fettstoffe, die in jedem Fall geboten sind, gleichgültig, ob die Abflüsse den städtischen Kanälen oder besonderen Reinigungsanlagen zugeführt werden. Für die Fettabscheidung können bei Waschwasser Fettfänger genügen, bei konzentrierten Wollwaschlaugen empfiehlt sich unter Umständen Chemikalienzusatz.

Färbereiabwässer werden am besten mit anderen Abwässern möglichst vermischt. Die Entfärbung von Farbwässern ist meist schwierig und nur auf chemischem Wege zu erreichen.

Abwässer aus Holzstoff- und Papierfabriken.

Auch bei Zellulosefabrikabwässern ist in wirtschaftlicher Hinsicht die Abfangung der Fasern zweckmäßig, die in ihren Mengen in der Vorflut Schlammbildungen und Pilzwucherungen (*Sphaerotilus*) verursachen.

Um die erheblichen Mengen fäulnisfähiger Stoffe aus den Abwässern direkt zu beseitigen, gibt es keine Methode als die sehr teure Eindampfung. Die letztere wird vielfach angewandt, wobei die Rückstände wieder verwendet werden (vgl. Schiele [2], S. 383, Tapetenfabrik in Darwen).

Eine möglichst gleichmäßig verteilte Ableitung der entfaserten Wässer in die Vorflut zwecks weitgehender Verdünnung der organischen Stoffe ist jedenfalls geboten. Läßt die Vorflut dies nicht zu, so müssen Rieselfelder in entsprechender Größe zu Hilfe genommen werden (vgl. [12]). Die schweflige Säure selbst ist ein scharfes Gift, wird aber bei Vermischung mit anderen Abwässern verhältnismäßig rasch unschädlich gemacht.

Beizereiabwässer.

Bei Eisenbeizen handelt es sich gewöhnlich um schwefelsäurehaltige Abwässer, die durch Kalkzusatz behandelt werden. Das entstehende Eisenoxydul wird durch reichliche Belüftung in Eisenoxyd umgewandelt.

Hat der betreffende Vorfluter ein größeres Säurebindungsvermögen, so kann man bisweilen die säurehaltigen Abwässer für sich allein in den Fluß ableiten. Im übrigen ist zu bemerken, daß Beizereiabwässer auch gute Fällungsmittel für andere Abwässer abgeben, z. B. für Farbwässer. In England werden Beizereiabwässer vielfach eingedampft und die Säure wieder gewonnen.

Literatur:

- [1] König, Die Verunreinigung der Gewässer, Bd. I und II.
 [2] Schiele, Abwasserbeseitigung von Gewerben und gewerbereichen Städten. Mitteilungen aus der Königl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung, Heft 11, Berlin 1909.

[3] Benedict, Die Abwässer der Fabriken. Sammlung chemischer und chemisch-technischer Vorträge I.

[4] Guerin u. Rolants, „Les abattoirs ruraux et leur assainissement“; Revue d'Hygiène 1908, Bd. 30, S. 942—951.

[5] Weldert, Über Staubbindung auf Straßen durch gewerbliche Abwässer. Vierteljahresschrift für gerichtliche Medizin und öffentl. Sanitätswesen 1909, 3. Folge, XXXVIII, 1.

[6] Staatliche Kommission zur Prüfung der Reinigungsverfahren von Zuckerfabrikabwässern. Bericht über die Arbeiten derselben in der Kampagne 1908/09, Zeitschrift des Vereins der Deutschen Zuckerindustrie, September 1909; desgl. Zeitschrift des Vereins der Zuckerindustrie, 1908, S. 431 und 447.

[7] Hamilton, Klärung von Molkereiabwässern. Molkereizeitung, Hildesheim 1904, Nr. 18, S. 1053.

[8] Katteĵin u. Schoofs, Reinigung von Molkereiabwässern durch das Oxyd-Verfahren. Milchzeitung, Leipzig 1903, 32. Jahrg., Nr. 7 u. 8.

[9] Zahn, Versuche über die Reinigungsmöglichkeit von Stärkefabrikabwässer durch das biologische Verfahren. Mitteilungen aus der Königl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwässerbeseitigung, Berlin 1908, Heft 10.

[10] Rolants, Biologische Reinigung der Abwässer von Stärkefabriken. Revue d'Hygiène 1905, Nr. 27, S. 97.

[11] Calmette, Untersuchungen über die biologische und chemische Abwasserreinigung, II. Bd., Paris 1908.

[12] Kolkwitz u. Pritzkow, Gutachten über die Abwasser- und Vorflutverhältnisse der Zellulosefabrik Czulow bei Kattowitz, 1908, Heft 10 der Anstaltsmitteilungen.

X. Klärückstände, deren Untersuchung, Behandlung, Beseitigung bzw. Verwertung.

Die Frage der Schlammbehandlung und -beseitigung ist oft schwieriger zu lösen als die der Abwasserreinigung. Sie verlangt deshalb bereits vor der Errichtung von Abwasserreinigungsanlagen der eingehendsten Erwägung.

Die Mengen der bei den einzelnen Verfahren anfallenden Klärückstände, deren Wassergehalt usw. sowie die Notwendigkeit der genauen fortlaufenden Messung derselben sind bereits bei den einzelnen Verfahren erwähnt worden.

Die Untersuchung des Schlammes. Wassergehalt und Schlammvolumen.

Für die Untersuchung des Schlammes ist auf die Gewinnung möglichst zutreffender Durchschnittsproben zu achten. Entsprechend der kontinuierlichen oder periodischen Schlammabfuhr aus der Reinigungsanlage nimmt man nicht zu kleine Einzelproben (einige Liter), die zu einer Gesamtprobe vermischt werden. Aus der letzteren wird nach sorgfältiger Durchmischung derselben die Durchschnittsprobe (mehrere Liter) für die Untersuchung entnommen.

Zunächst handelt es sich um die Bestimmung des Wassergehaltes. Der letztere wird durch Trocknung des Schlammes bei 100° C bis zur Gewichtskonstanz als Differenz des ursprünglichen und Endgewichtes erhalten.

Wie die Schlammvolumen bei verschiedenem Wassergehalt sich verhalten, läßt sich rechnerisch unmittelbar angeben. Während z. B. bei einem Schlamm von 98 Proz. das Gesamtvolumen das Fünffache der Trockenmenge beträgt, erhält man bei einem Schlamm von 95 Proz. Wassergehalt

nur das Zwanzigfache, bei einem Schlamm von 90 Proz. nur das Zehnfache, bei 80 Proz. Wassergehalt nur das Fünffache und bei 50 Proz. Wassergehalt nur noch die doppelte Menge der Trockenmasse als Gesamtschlammvolumen.

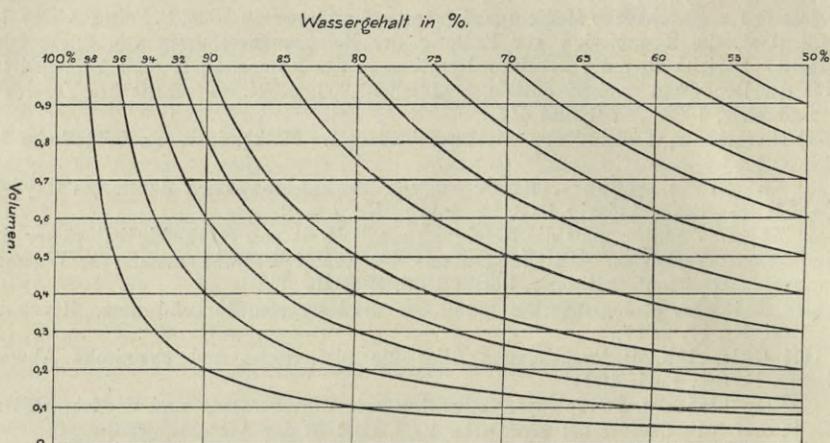


Fig. 41. Wassergehalt und Schlammvolumen.

Die Abnahme des Schlammvolumens bei abnehmendem Wassergehalt ist in Fig. 41 graphisch zum Ausdruck gebracht. Man erkennt hieraus als wichtigsten Faktor für die Schlammbehandlung die Reduktion des Wassergehaltes bzw. die Schlamm-trocknung.

Die Untersuchung der Trockensubstanz.

Bei derselben kommen in jedem Falle in Betracht die Bestimmung der mineralischen und organischen Bestandteile sowie des Fettgehaltes. Die ersteren werden als Glührückstand erhalten. Die Fettbestimmung erfolgt im Laboratorium gewöhnlich mit Ätherextraktion (vgl. König [1], Farnsteiner [2]). Die Feststellung des Fettgehaltes ist besonders wichtig. Nach Dr. Große-Bohle [3] wird die wasserbindende Eigenschaft des Schlammes hauptsächlich durch hohen Fettgehalt desselben begünstigt, so daß ein vom Fett in genügendem Maße befreiter Schlamm sein Wasser leichter absetzt. Das störende Zusammenbacken des Schlammes beim Trocknen soll ebenfalls durch das Fett verursacht werden.

Brennbarkeit und Heizwert des Schlammes.

Einen Anhaltspunkt für die Beurteilung des Schlammes zur Nutzbar-machung des Heizwertes durch Verbrennung oder Gasgewinnung gibt der Aschenrückstand; je geringer der Prozentsatz des letzteren, desto mehr eignet sich der Schlamm für diese Verwertung. Günstig ist bereits ein Aschengehalt von ca. 40 bis 50 Proz. Ganz allgemein eignet sich in dieser Hinsicht Schlamm aus Trennsystemen besser als solcher aus Mischsystemen, weil der letztere an mineralischen Stoffen gewöhnlich reicher ist (insbeson-dere bei chaussierten Straßen usw.). Schlamm aus Fällungsanlagen mit brennbarem Fällungsmittel, z. B. Kohlebreischlamm, besitzt einen größeren

Brennwert. Gefaulter Schlamm ist durch den Verlust an organischer Substanz bei der Faulung gewöhnlich heizwertsärmer.

Die direkte Heizwertbestimmung erfolgt kalorimetrisch, z. B. in der Berthelot-Bunteschen Bombe.

Landwirtschaftliche Verwertung des Schlammes.

Für die landwirtschaftliche Verwertung ist erforderlich die Untersuchung des Schlammes auf den Gehalt an Pflanzennährstoffen, Stickstoff, Phosphorsäure und Kali. Betreffs Untersuchungsmethoden hierfür vgl. König [1].

Aus dem Gehalt des Schlammes an diesen Stoffen ergibt sich jedoch keine unmittelbare Beurteilung des Dungwertes. Im Vergleich zum Handelswert künstlichen Düngers und dessen Zusammensetzung ist vor allem zu beachten, in welcher Form der Stickstoff vorhanden ist. Am zweckmäßigsten erfolgt der Vergleich mit Chilisalpeter der pro kg N 1,2 M. kostet, und der, weil wasserlöslich, den Stickstoff in leicht erschließbarer Form enthält. Ob sich nun die Verwendung eines Schlammes von bestimmtem Stickstoffgehalt als Düngemittel lohnt, läßt sich darnach beurteilen, wie sich der Bezug etwa einer entsprechenden Menge von Chilisalpeter zu den eventuellen Trocknungskosten des nassen Schlammes und seinem Transport nach der Verwendungsstelle verhält. Gewöhnlich ergibt sich hieraus die Überlegenheit des künstlichen Düngers. Eine Ausnahme kann eintreten, wenn die Schmutzstoffe mit den gesamten Abwässern auf Rieselfelder oder dergleichen gelangen (vgl. Rieselfelder und Eduardsfelder Spritzverfahren). In den Mitteilungen der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft vom 5. Mai 1906, S. 190, äußert sich die letztere, die 1 $\frac{1}{2}$ Jahrzehnte mit erheblichem Kostenaufwand die Nutzbarmachung der städtischen Abfallstoffe für die Landwirtschaft untersucht hat, wie folgt:

„Demnach dürfte festzustellen sein, daß, nachdem die D. L.-G. versucht hat, auf diesem Gebiete mit allen Mitteln wirksam zu sein, sie diese Tätigkeit jetzt einstellen kann, da nicht zu erwarten ist, daß auf diesem Wege die Abfallstoffe der Städte, soweit sie für die allgemeine Landwirtschaft Wert haben, derselben erhalten bleiben können. Übrigens hat die Landwirtschaft heute auch andere billigere und bessere Düngerquellen als früher zu Liebig's Zeiten, wo eine Rückgewähr dieser Stoffe an die Landwirtschaft mit Recht gefordert werden mußte“.

In England wird der Dungwert von Schlamm (insbesondere aus chemischen Fällungsanlagen) bisweilen höher eingeschätzt (vgl. Ashton [4]).

Andererseits darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß Klärschlamm für die Zwecke der Bodenmelioration unter Umständen von großem Wert sein kann, wenn überhaupt keine Ackerkrume oder nur eine ungenügende vorhanden ist.

Schlammbehandlung- bzw. Entwässerungsverfahren.

Die meisten Schlammunterbringungsverfahren bedingen oder bezwecken eine Reduktion des Wassergehaltes. Es sind nur wenige Fälle, die hier eine Ausnahme bilden, so das Versenken der Schlammrückstände in das Meer wie bei einzelnen amerikanischen und englischen Küstenstädten. Auch diesem Verfahren stehen anscheinend Nachteile entgegen, so hat man in

einzelnen Fällen eine nachteilige Beeinflussung der Fauna des Meeres, insbesondere der Austernbänke beobachtet.

Ein weiteres Verfahren ohne Schlamm-trocknung ist die Benützung von Auffüllgelegenheiten (alter Steinbrüche, Gruben und dergleichen).

Die Verfahren der Schlamm-entwässerung bzw. -behandlung sind z. Z. bereits zahlreiche und unterscheiden sich im einzelnen durch die Art der gleichzeitigen oder nachfolgenden Verwertung des Schlammes.

Bei frischem Schlamm von hohem Wassergehalt widersteht das Wasser, insbesondere bei einem höheren Gehalt an Fett (s. oben) bzw. an organischen Substanzen der freiwilligen Absonderung. Der Schlamm ist schwer drainierbar. Die Entfernung des Wassers aus frischem Schlamm ohne wesentliche bzw. beabsichtigte Veränderung seiner Trockensubstanz kann erreicht werden:

1. mittels natürlicher Trocknung des Schlammes durch Verdunstung des Wassers,
2. durch Mischung des nassen Schlammes mit Material von großem Wasseraufnahmevermögen (Absorption),
3. durch künstliche Erwärmung,
4. durch Pressen,
5. durch Zentrifugieren,
6. durch elektrolytische Spaltung.

Diesen direkten Verfahren stehen diejenigen Verfahren gegenüber, bei welchen eine Veränderung bzw. Zerstörung der Trockensubstanz absichtlich herbeigeführt wird; hierher gehören:

7. die Schlamm-entfettung,
8. die Reduktion des organischen Schlammes unter Luftabschluß (Fäulnis),
9. die Oxydation des organischen Schlammes unter Luft- bzw. Sauerstoffzutritt auf biologischem Wege oder künstlich durch Feuer (Verbrennen, Ent- und Vergasen).

Zwischen diesen systematisch abgegrenzten Gruppen 1—6 und 7—9 sind natürlich auch Übergänge vorhanden.

1. Natürliche Trocknung.

Wie erwähnt, spielt hierbei die Verdunstung des Wassers die Hauptrolle. Die freiwillige Absonderung des Wassers durch Drainagen ist sehr gering. Die Frage, ob Drainagen zur Trocknung frischen Schlammes erforderlich sind, läßt sich abschließend nicht beantworten. Denselben kann insofern eine günstige Wirkung zukommen, als die Luftzuführung durch dieselben eine teilweise Abtrocknung der Schlamm-schicht von unten her ermöglicht. Günstig wirkt in dieser Hinsicht ferner lufthaltiger (lockerer) Boden, der Feuchtigkeit leicht absorbiert, z. B. trockener Sand mit tiefem Grundwasserspiegel.

Um für die Verdunstung die günstigsten Verhältnisse zu schaffen, muß man dem Schlamm eine möglichst große Oberfläche geben, d. h. ihn in möglichst geringer Schichthöhe ausbreiten. Die Verdunstung selbst ist abhängig von dem Feuchtigkeitsgehalt der Luft und von der Erneuerung bzw. Abführung der Luftschicht über dem Schlamm, die durch Wind verursacht wird. Um die Verdunstung nur für Schlamm-trocknung nutzbar zu machen,

ist eine Ableitung des Regenwassers über dem Schlamm (gewöhnlich durch entsprechende Flechtwerkbauten usw.) zweckmäßig.

Als Trockenplatz für frischen gewöhnlichen Schlamm eignet sich demnach möglichst minderwertiges Gelände (Sandböden), das in der häufigsten Windrichtung exponiert liegt. Die Entfernung von der Stadt darf nicht zu gering sein, wegen der Geruchsbelästigung, die frischer Schlamm, der leicht fäulnisfähig ist, verursachen kann. Da der wässrige Schlamm aus den Absitzanlagen nach den Schlammplätzen doch in der Regel künstlich gehoben werden muß, also hierfür bereits eine Maschinenanlage mit Druckrohr benötigt wird, kommt einer etwas größeren Entfernung des Schlammplatzes von der Stadt bzw. von der Kläranlage keine allzu große Bedeutung bei. Die Trocknung bis zum Stichefestwerden des Schlammes dauert je nach der Jahreszeit und je nach der Schichthöhe einige Wochen bis einige Monate. Die Schichthöhe wird, wie erwähnt, zweckmäßig möglichst gering (2—5 dm, selten bis 1 m) gewählt. Bei einer mittleren Schichthöhe von 3 dm und einer Trocknungsdauer im Jahresdurchschnitt von 3 Monaten erfordert 1 cbm tägliche Schlammmenge eine Flächengröße von $\frac{3 \cdot 30}{0,3} = 300$ qm. Das Abstechen und

Abfahren des getrockneten Schlammes erfordert ein nicht zu weites Netz von Abfuhrwegen. Selbst bei gleichem Wassergehalt verhalten sich die einzelnen Schlammarten in bezug auf Trocknung verschieden. Schlamm mit mehr mineralischen Beimengungen trocknet leichter als solcher mit vorwiegend organischen. Kohlebreiklärslamm trocknet rascher als gewöhnlicher; auch Kalkklärslamm scheint, wenn auch nicht in dem Maße wie der vorgenannte der Lufttrocknung leichter zugänglich zu sein. Genauere Beziehungen lassen sich nicht angeben, da die Verhältnisse im einzelnen zu verschieden sind.

2. Schlamm-trocknung durch teilweise Absorption des Wassers.

Stehen genügend große Flächen mageren Bodens zur Verfügung, so kann der dünnflüssige Schlamm direkt dorthin in ein zu diesem Zweck aufgehobenes Netz von Gräben bzw. Furchen gefördert werden. Durch Bedecken bzw. Unterpflügen erfolgt alsdann eine Durchmischung des Schlammes mit der trockeneren Ackerkrume (Schlammbeerdigung). Ein derartiges Verfahren wurde in Birmingham seit Jahren geübt (s. Fig. 42). Man wird bei diesem Verfahren die Fettstoffe, die eine Verschlickung des Bodens herbeiführen würden, bereits bei der Reinigung des Abwassers durch Fettfänger soweit wie möglich ausscheiden.

Dieses Verfahren bildet bereits den Übergang zu den Methoden, bei welchen die Schlamm-trocknung durch die Absorptionswirkung des zu diesem Zweck beigemischten Materials begünstigt wird. Die Verfahren dieser Art, die man auch als Kompostierung bezeichnet (vom lat. Compositum) sind sehr zahlreich, entsprechend der Art des Zusatzmaterials. Als solches wird verwandt: trockenes gesiebtes Müll, Straßenkehricht usw., auch anorganisches Material wie gewöhnliche, trockene Erde, sehr häufig auch Kalkmergel und dergleichen.

Ebenso wichtig wie die Wahl eines relativ trockenen Zusatzmaterials ist eine möglichst reichliche Luftzufuhr. Man wählt deshalb die Breite der Kompostlager nicht zu groß (nicht über ca. 3 m). Besser als in Gruben

erfolgt deshalb die Kompostierung über dem Gelände zwischen luftdurchlässigen Einfriedigungen oder ohne dieselben meist mit natürlichen Böschungen.

Zwischen schalenförmig angeordneten Lagen des Zusatzmaterials wird der wässerige Schlamm in dünnen Lagen (1—2 dcm) aufgebracht bis zu einer Gesamthöhe von ca. 1½ m. Durch öfteres Umsetzen der einzelnen Haufen, entsprechend der in Fig. 43 angedeuteten Anordnung, wird die Trocknung beschleunigt. Zweckmäßig ist auch die Gestaltung der Kompostierungseinfriedigung mittels loser Bohlen, die zwischen Pfosten aus T-Trägern

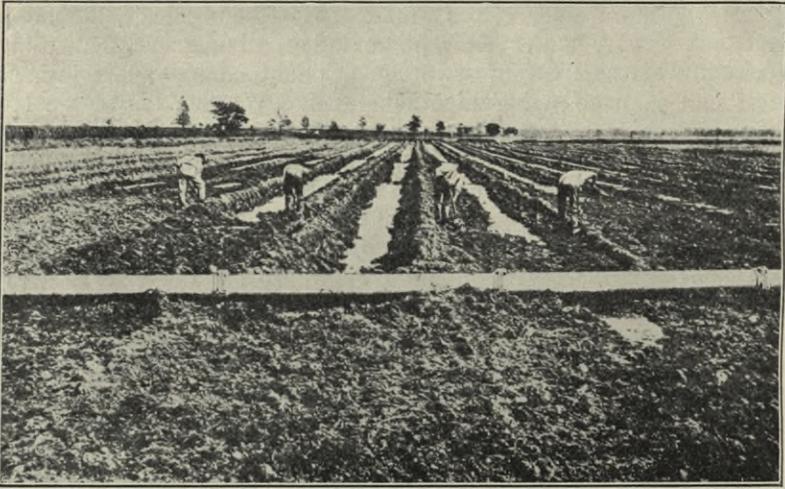


Fig. 42. Frühere „Schlammbeerdigung“ in Birmingham.

eingestellt werden. Auch die gleichzeitige Verwendung verschiedenen Zusatzmaterials, z. B. Kehrlicht und Kalk, ist bisweilen (z. B. in Gießen) mit Erfolg geübt worden.

Die Kompostierungsverfahren sind vielfach in Anwendung, so in Marburg, Gießen, Guben, Neustadt O.-Schles. und anderen Städten, und eignen sich für nicht zu erhebliche Schlammengen gut.

Bei letzteren ist das Verfahren nicht leistungsfähig genug, auch zu

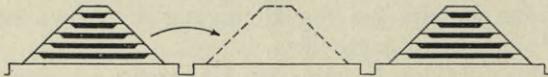


Fig. 43. Kompostierung (schematisch).

umständlich, da es viel Handarbeit erfordert. Umständlich ist ferner das Ansammeln und Stapeln von genügendem Zusatzmaterial für Regenperioden (bei Straßenkehrlicht z. B.) usw.

In hygienischer Hinsicht ist anzustreben, daß die Arbeiter mit dem Schlamm bei dem Aufbringen in Lagen und Bewegen des Materials möglichst wenig in Berührung kommen.

Die Kostenfrage hängt davon ab, ob für das Endprodukt genügende Abnahme vorhanden ist.

3. Schlamm-trocknung durch künstliche Erwärmung.

Das Maß der Verdunstung des in dem Schlamm enthaltenen Wassers wächst bei steigender Temperatur. In der Industrie sind Trocknungsverfahren mittels künstlicher Wärmezufuhr seit langer Zeit in Gebrauch.

Die Heizung erfolgt gewöhnlich in der Weise, daß Boden, Seiten und Zwischenwände mit Hohlräumen als Heizkanäle ausgestattet werden, durch welche die zur Verfügung stehende warme Luft oder Heizgase geleitet werden.

Die Anwendung auf gewöhnlichen Klärschlamm war bis jetzt ohne Erfolg wegen der unvermeidlichen Geruchsbelästigungen.

Zur Herabmilderung der letzteren empfiehlt es sich, den Schlamm mit gasebindendem Material (Torf, Braunkohle) zu mischen (s. unten). Derartige Trocknungsverfahren mittels künstlicher Heizung sind übrigens wirt-

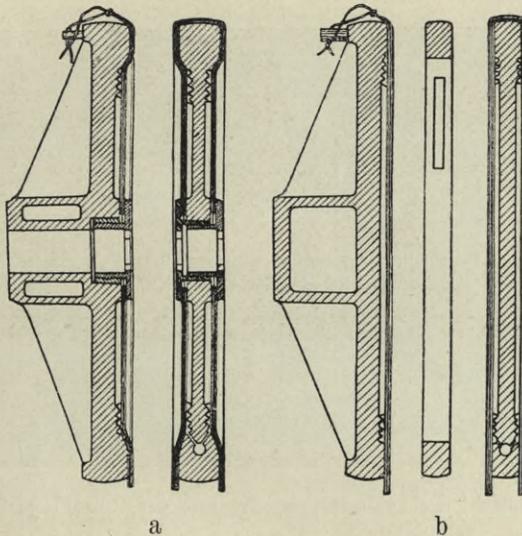


Fig. 44. Schlammpressen. a = Kastenpresse, b = Rahmenpresse.

schaftlich nur durchführbar, wenn die Wärme gewissermaßen als Nebenprodukt zur Verfügung steht (Kondenswärme, Abgase usw.). Eine Schlamm-trocknungsanlage durch Abgase besitzt z. B. die Kohlebreikläranlage in Elbing.

4. Die Trocknung mittels Schlammpressen.

Das Verfahren wird seit Jahrzehnten bereits bei Kalk und Kohlebreikläranlagen geübt. Die verwandten Pressen sind in der Regel Filterpressen (Rahmen- bzw. Kastenpressen), deren Bauart seit langer Zeit in chemisch-technischen Betrieben gebräuchlich war. Sie bestehen aus einem System von einzelnen Rahmen bzw. Hohlplatten, welche mittels seitlichen Dornen oder Haken auf horizontalen Tragspindeln ruhend, zwischen zwei starken Kopfstücken, einem festen Kopfstück mit Fuß und einem beweglichen Kopfstück gegeneinander gepreßt werden (s. Fig. 44). Das Zusammenpressen erfolgt mittels einer Schraubenspindel und einer kleinen hydraulischen Preßvorrichtung mit einem Druck von verschiedenen Atmosphären.

Die Rahmen sind gewöhnlich quadratisch (ca. 1 m) aus Holz oder Eisen. Die Filterflächen bestehen aus einfacher oder doppelter Sackleinwand als Überzug über den aus gelochten oder fein kanneliertem Eisenblech bestehenden Rahmenflächen. Man unterscheidet zwei Hauptanordnungen, Rahmenpressen (s. Fig. 44) und Kammerpressen.

Die Rahmenpressen bestehen aus beiderseitig mit Filtertuch überzogenen ebenen Vollrahmen, zwischen welche leere Holzrahmen eingefügt sind.

In die so gebildeten Hohlräume zwischen den einzelnen Vollrahmen wird der wässrige Schlamm unter einem Druck von wenigen Atmosphären (gewöhnlich mittels Druckkessels) durch längliche in den Rahmen ausgesparte Schlitze eingepreßt. Das sich absondernde Wasser tritt durch die Filtertücher und durch Ausflußöffnungen in dem unteren Teil des Vollrahmens aus.

Zur gleichmäßigen Aufgabe des Schlammes werden gewöhnlich die

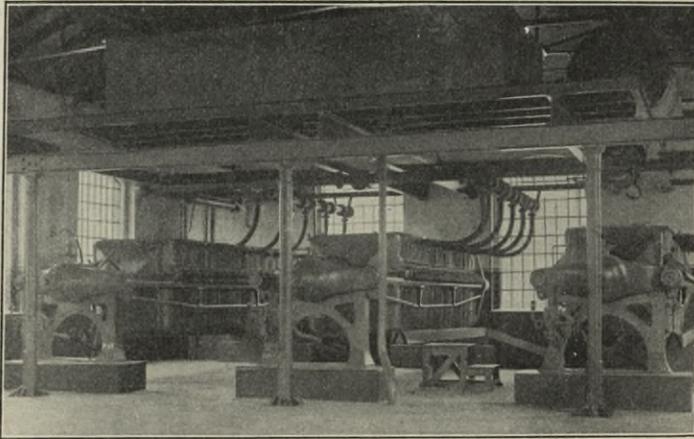


Fig. 45. Ansicht des Schlammpressenraumes der Kläranlage in Elbing.

Gesamtzellen von 40—50 und noch mehr in einzelne Gruppen zusammengefaßt (s. Fig. 45).

Bei den Kammerpressen sind nur Vollrahmen; der rings um die Filterfläche derselben laufende glatte Dichtungsrand ist erhaben, so daß je zwei zusammenstoßende Platten eine Kammer bilden. Die einzelnen Platten sind gewöhnlich in der Mitte mit Öffnungen versehen, die bei geschlossener Presse eine durchgehende weite Schlammzuleitung bilden. Verstopfungen durch größere feste Teile sind hier leichter zu vermeiden, als bei den schmalen Eintrittsschlitzten bei den Rahmenpressen.

Das verdrängte Schlammwasser tritt auch hier durch die Filtertücher hindurch nach den Austrittsöffnungen der einzelnen Platten.

In jedem Fall muß das Ablaufwasser in die Reinigungsanlage zurückgeleitet werden.

Die Kuchendicke beträgt ca. 25—40 mm. Für die geringere Stärke eignen sich Kammerpressen, für die größere Rahmenpressen besser.

Die Pressung kann als vollendet angesehen werden, wenn aus den Austrittsöffnungen nur noch wenig Wasser abläuft. Gewöhnlich läßt man die

Presse noch einige Zeit (ca. 2 Stunden) stehen, ehe die Entleerung vorgenommen wird.

Die letztere erfolgt in der Weise, daß man die durch die Spindel zusammengepreßten Rahmen nach Zurückdrehen der Spindel einzeln auseinander schiebt, dabei fallen die Schlammkuchen in eine unter der Presse angeordnete Mulde. Anklebende Schlammteile werden mittels Holzmesser oder Schaber von den Filtertüchern abgetrennt. Füllen und Entleeren einer Presse erfordern zusammen ca. 4 Stunden Arbeitszeit und zwei Mann Bedienung (für das Entleeren).

Eine Ladung ergibt bei der gewöhnlichen Größe der Pressen 50 Kuchen à 4 cm Stärke = 2 cbm abgetrockneten Schlammes. Die Trocknung gelingt je nach der Art des Schlammes im günstigsten Fall bis ca. 60 Proz. Wassergehalt. Eine Presse kann täglich zweimal, bei Tag- und Nachtbetrieb dreimal entleert werden.

Die Trocknungskosten pro cbm abgetrockneten Schlammes betragen im günstigsten Fall noch 2—2½ M. (Tagelöhne, Verbrauch an Filtertüchern usw. inkl. Amortisation der Anlagekosten der Pressen ohne Gebäude).

Vorbedingung für die Anwendung der Schlammpressen ist, daß der betreffende Schlamm genügend preßfähig ist, bzw. daß das ablaufende Wasser nicht derart ist, daß es die Filtertücher zusetzt.

Gewöhnlicher Schlamm erfüllt diese Vorbedingung meist nicht und bedarf zur Erzielung der Preßfähigkeit eine entsprechende Zumischung von Kalk, Kohle oder dergl., die gewöhnlich auf nassem Wege erfolgt.

Kalk- und Kohlebreiklär Schlamm ist gewöhnlich an sich schon preßfähig.

Auf jeden Fall ist darauf zu achten, daß der Schlamm so weit abgetrocknet ist, daß er beim Herausfallen (während der Entleerung) nicht durch Aufspritzen eine hygienisch unzulässige Gefahr für die Bedienungsleute bedingen kann.

Eine einwandfreie Gestaltung des Pressenbetriebs nach dieser Hinsicht ist aber möglich, wenn neben einer sorgfältigeren Abtrocknung alle Vorkehrungen getroffen werden, um die Berührungsmöglichkeit der Bedienungsleute mit dem Schlamm herabzumindern.

Wo Wärme zur weiteren Abtrocknung zur Verfügung steht, kann man daran denken, nach dem Wasserablauf beim Stehenlassen der Pressen die letzteren mittels Durchleitung von Heißluft durch die Entwässerungszellen als künstliche Trocknungsanlage zu benutzen, wie dies in chemisch-technischen Betrieben schon erfolgt.

5. Schlamm schleuderung.

Ebenso wie bei den Schlammpressen hat man von Anfang an versucht, auch die in chemisch-technischen Betrieben usw. angewandten Schlamm schleudern für die Abtrocknung von Abwasserklär Schlamm nutzbar zu machen.

Die Schleuderapparate bestehen gewöhnlich aus zylindrischen, um ihre vertikale Achse drehbaren Behältern.

Je nach der Umdrehungsgeschwindigkeit und der Schleuderdauer tritt in der eingebrachten Schlammmasse eine Schichtung der einzelnen mechanisch vermengten Teile in der Weise ein, daß die spezifisch schwersten Stoffe sich gegen den Mantel des Behälters lagern, während die leichteren

Körper, Wasser und Fett, sich am nächsten um die Achse des Schleuderbehälters ansammeln.

Die günstigsten Ausscheidungsverhältnisse werden für eine bestimmte Schlammart durch den Versuch ermittelt. Die älteren Schleuderkonstruktionen hatten durchweg den Nachteil, daß das Auspacken von Hand erfolgen mußte, wodurch das Verfahren für große Schlammengen nicht leistungsfähig genug und daher zu teuer war.

Notwendig ist, daß die Beschickung und die Entleerung der Apparate d. h. das ganze Verfahren möglichst selbsttätig erfolgt.

Dieser Forderung entspricht am besten der Schlamm Schleuderapparat Schäfer ter Meer (D. R. P.), der auf Anregung des Stadtbaumeisters Schäfer in Frankfurt am Main von dem Direktor Dr. ing. ter Meer der Hannoverschen

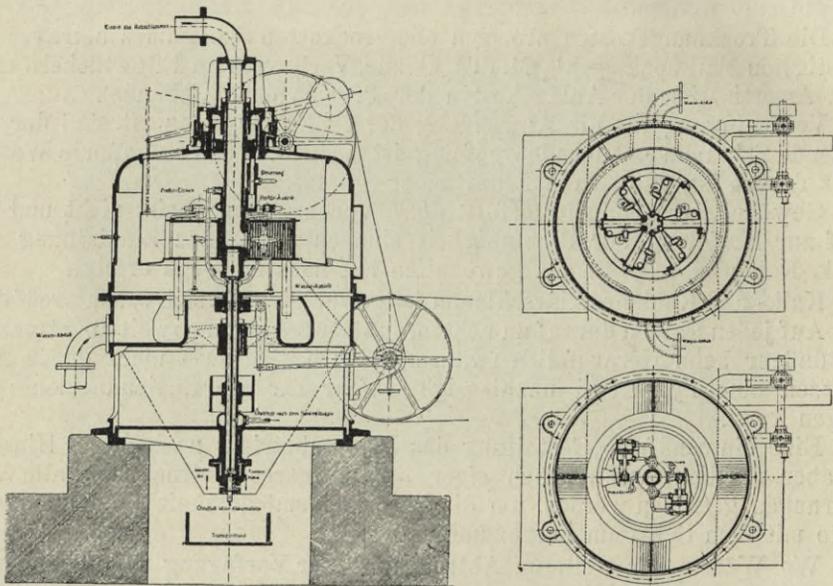


Fig. 46. Schlamm Schleuderapparat (Pat.) Schaefer ter Meer.

Maschinenbau-Aktiengesellschaft vorm. Georg Egestorf in Hannover-Linden konstruiert wurde.

Derartige Apparate sind zurzeit in den Kläranlagen von Harburg a. E. Hannover und Frankfurt am Main in Anwendung.

Die Konstruktion der Apparate ist folgende (s. Fig. 46 und 47):

Auf einer axial zu dem umgebenden Mantelgehäuse angeordneten, senkrecht stehenden Welle ist die Schleudertrommel montiert. Der obere Teil der Welle ist als Schlammzutrittsrohr ausgebildet. Die Schleudertrommel (s. Fig. 46) hat einen Durchmesser von 750 mm und besitzt sechs radial angeordnete Zellen, welche im Innern mit in der Längsrichtung angeordneten geschlitzten Blechen ausgestattet sind. Die Bleche haben Schlitz von 10 mm Länge und 0,4—0,6 mm Breite. Jede Zelle hat 3 l Inhalt, so daß sich im günstigsten Fall pro Schleuderung 18 l entwässerten Schlammes ergeben.

Alle sechs Zellen besitzen eine gemeinschaftliche innere und äußere Absperrovorrichtung (innerer und äußerer Ringschieber).

Die Vorrichtung ermöglicht einen kontinuierlichen Betrieb, bei welchem mit zwei sich stets wiederholenden Betriebsperioden gearbeitet wird. Während der ersten Periode findet der Eintritt des Klärschlammes in die Trommel und gleichzeitig das Abtrocknen des Schlammes durch Ausschleudern des Wassers statt. Nach eingetretener Abtrocknung werden am Ende der zweiten Periode die zurückgebliebenen festen Bestandteile selbst aus der Schleudermaschine durch Ausschleudern entfernt. Der rohe Schlamm wird in dem über den Apparaten angeordneten, mit Rührflügel ausgestatteten Behälter ständig in Bewegung gehalten und gelangt von hier automatisch in die Schleuder.

Über weitere konstruktive Einzelheiten siehe Reichle und Thiesing [5].



Fig. 47. Schlamm Schleudernanlage in Frankfurt a. M.

Für einen gesicherten Dauerbetrieb ist notwendig, daß größere Schwimm- und Sinkstoffe schon vor oder in der Sedimentieranlage durch einen Rechen von nicht über 1 cm Stabweite abgefangen werden.

Die Apparate selbst sind sehr kräftig gebaut und bedürfen bei regeltem Betrieb außer der Inangangsetzung, der zeitweisen Schmierung und einer zeitweiligen Reinigung fast keinerlei Wartung.

Die Leistungsfähigkeit der Apparate betrug nach den erwähnten Versuchen in Harburg durchschnittlich 1,58 cbm Rohschlamm pro Apparat und Stunde und richtet sich nach der jeweils im Schlamm enthaltenen ausschleuderbaren Schmutzmenge.

Der Schlamm entstammte aus einem Abwasser von mittlerer Konzentration (Trennsystem) und hatte einen Wassergehalt von 92 Proz. Bei Schlamm von höherem Wassergehalt ist die Leistungsfähigkeit pro Apparat und Stunde an Rohschlamm entsprechend höher.

Die Ausbeute an geschleudertem Schlamm betrug durchschnittlich 175 kg pro cbm Rohschlamm.

Äußerlich war das geschleuderte Material ziemlich trocken und lose (krümelig). Der geschleuderte Schlamm hatte einen Wassergehalt von 69,7—74,2, durchschnittlich 72,5 Gew.-Proz. und bestand aus durchschnittlich 24,7 Gew.-Proz. mineralischen, im übrigen organischen Stoffen. Der durchschnittliche Gehalt an Fett betrug 8,5 Gew.-Proz. Bei dem geschleuderten Schlamm trat beim Stehenlassen an der Luft in offener Flasche bei 22° C unter Luftabschluß keine Fäulnis ein.

Immerhin wird man den Schlamm wenigstens im Hochsommer vor intensiver Sonnenbestrahlung schützen müssen. Die Wirkung der Schleuderung ist aus der folgenden Zusammenstellung ersichtlich:

	Gesamtgewicht in kg	Wasser kg/Liter	Gesamt-trocken-substanz kg	Asche kg	Organische Stoffe kg	Hiervon Fett kg
Rohschlamm 1 cbm . .	1019	939,6	79,4	17,4	62	11,3
Geschleuderter Schlamm	175	126,9	48,1	11,9	36,2	4,1
Ablaufwasser	844	812,7	31,3	5,5	25,8	7,2

Danach konnten in diesem Fall durchschnittlich 60 Gew.-Proz. der Gesamttrockensubstanz des Rohschlammes ausgeschieden werden und zwar ca. $\frac{2}{3}$ der mineralischen und ca. die Hälfte der organischen Stoffe des Rohschlammes.

Das „Ablaufwasser“ stellt bereits bei seinem Ausfluß aus den Apparaten einen stark fauligen, intensiv nach Schwefelwasserstoff riechenden schmutzigen dünnflüssigen Schlamm dar und enthielt noch bis 4,5 Gew.-Proz. Trockensubstanz, die zu 91 Gew.-Proz. aus organischen und 9 Gew.-Proz. mineralischen Stoffen bestand. In den zurzeit bestehenden Anlagen wird das Ablaufwasser in die Sedimentationsanlage zurückgeleitet.

Ein Teil der Stoffe — Fett und mineralische Stoffe — wird hier zweifellos wieder zur Ausscheidung gelangen.

Die gelösten Stoffe im Ablaufwasser werden aus der Sedimentieranlage in die Vorflut gelangen, wodurch natürlich der Kläreffekt sich etwas verschlechtert.

Ob dies zulässig ist, muß im einzelnen Fall die Untersuchung des Vorfluters ergeben. Gestattet dies der Vorfluter nicht, so muß das Ablaufwasser für sich einer weiteren getrennten Behandlung unterzogen werden. Als solche können insbesondere in Frage kommen: Ausfäulung, auch chemische Behandlung, Fällung mit geeigneten Beschwerungsmitteln. Der hierbei anfallende Schlamm kann den Schleudern wieder zugeführt werden.

Über die Behandlung des Schleuderablaufes stehen jedoch spezielle Versuche noch aus.

Bei einer weitergehenden Klärung der Gesamtabwässer durch biologische Körper oder Rieselfelder fällt eine abgetrennte Behandlung des Schleuderablaufes fort.

Ein Schleuderapparat kostet 22—25000 M. mit sämtlichem Zubehör exkl. den Kosten der Baulichkeiten.

Es ist sehr wahrscheinlich, daß die Schlamm schleuderung, die bereits in ihren jetzigen Anfängen Befriedigendes leistet, noch weiter vervollkommen werden kann und wird.

Vermutlich wird man auch durch geeignete Zusätze zu dem zu schleudernden Schlamm noch günstigere Effekte erreichen können.

6. Schlamm entwässerung durch elektrolytische Spaltung.

Das Verfahren wurde von dem Grafen Schwerin in Vorschlag gebracht, nachdem dasselbe bereits für die Entwässerung von Torf auf einem Gut des Genannten in Ostpreußen praktisch erprobt worden war.

Versuche sind in den letzten Jahren von dem Genannten auf der Frankfurter Kläranlage in Niederad angestellt worden. Die Ergebnisse sind bis jetzt noch nicht bekannt gegeben worden.

Das Verfahren beruht auf der physikalischen Tatsache, daß bei der elektrolytischen Behandlung des Schlammes das Wasser sich am negativen, die festen Stoffe sich am positiven Pol sammeln.

Wenn an der praktischen Anwendbarkeit des Verfahrens in bestimmten Fällen nicht zu zweifeln ist, so bleibt zunächst weiteren Versuchen die Ermittlung der finanziellen Seite vorbehalten.

7. Die Schlamm fettung (Fettgewinnung).

Der Vorschlag, aus dem Schlamm zur leichteren weiteren Behandlung desselben die Fettstoffe zu entfernen und zu verwerten, ist schon vor Jahrzehnten von verschiedenen Seiten gemacht worden.

Im Jahr 1899 hatte Bechold in Frankfurt am Main nachgewiesen, daß dort der damalige frische Klärbeckenschlamm einen Fettgehalt von 3,4 bis 27 Proz. aufwies (vgl. Tillmans [6]). In größerem Maßstab wurde die Fettgewinnung nach dem Vorschlag von Degener (D. R. P. Nr. 122921 der Maschinenfabrik von Beck & Henkel) in Cassel im Jahre 1902 eingeführt und zwar durch Erhitzen des mit Schwefelsäure angesäuerten Schlammes auf ca. 100° C und Extraktion der getrockneten Schlammpreßkuchen durch Benzol bezw. später durch den schon bei 46–50° siedenden Schwefelkohlenstoff (vgl. Höpfner und Paulman [7]). Nach Bechold und Voß [8] empfiehlt es sich, das Fett nicht aus dem getrockneten, sondern aus dem möglichst frischen nassen Schlamm durch Extraktion mittels Schwefelsäure zu gewinnen. Die Fettmenge wird von letzteren zu 3,5 kg pro Kopf und Jahr angegeben. Nach den Feststellungen von Schreiber (20 g pro Kopf und Tag) würde die letztere für Berliner Abwässer im Max. 7,5 kg betragen können.

In England wird, insbesondere in den Wollwäschereien in Yorkshire, seit längerer Zeit die Fettabscheidung unter Benützung von Schwefelsäure, Dampf und Benzin angewandt.

Große-Bohle, Cöln [3] schlägt vor, den dünnflüssigen oder durch Wasserzusatz verdünnten Schlamm auf 40–50° C (zweckmäßig noch höher) ohne Zusätze zu erhitzen. Das Fett sammelt sich (insbesondere bei Anwendung eines Rührwerkes) als Schaumschicht auf der Oberfläche und wird abgezogen. Der übrige Schlamm soll sich alsdann leicht drainieren und trocknen lassen. Hirzel (Leipzig) [9] empfiehlt die Verwendung von Hilfsflüssigkeiten (Benzin, Tetrachlorkohlenstoff), die entweder ganz oder teilweise unter 100° abdestillieren und mit Wasser nicht mischbar sind. Die

Frage der Wirtschaftlichkeit der Fettgewinnung ist zwar noch nicht abgeschlossen, dürfte aber bei zweckmäßiger Anordnung zu bejahen sein.

8. Die Reduktion des Schlammes unter Luftabschluß (Schlammfaulung usw.).

Bei der Faulung des Schlammes zusammen mit dem Abwasser in Faulräumen wurde der Umänderung des Schlammes, insbesondere der Reduktion des Wassergehaltes bereits erwähnt.

Da in vielen Fällen jedoch die Faulung des Abwassers nicht erwünscht ist, hat man in neuester Zeit Anordnungen getroffen, um den Schlamm für sich allein Reduktionsprozessen zu unterwerfen (getrennte Schlammfaulung).

Der in der Absitzanlage anfallende frische Schlamm wird zu diesem Zweck entweder periodisch (gewöhnlich täglich) oder kontinuierlich durch offene Verbindungen von Absitzanlagen und Schlammbehandlungsraum nach letzterem abgelassen. Über die entsprechenden Vorrichtungen vgl. Sedimentationsanlagen.

Im Schlammfaulraum tritt ebenso wie in den gewöhnlichen Faulräumen ein teilweiser Abbau bzw. eine Verflüssigung der organischen Stoffe durch die Tätigkeit anaerober Bakterien statt. Wenig oder nicht zerstört werden Haare, Pflanzenfasern usw.

Mineralische Körper bleiben, soweit sie nicht durch den H_2S eine Umsetzung erfahren, unverändert; im allgemeinen empfiehlt es sich, deshalb Sand usw. von den Schlammfaulräumen fernzuhalten. Über Versuche mit Faulräumen ohne Durchströmung vgl. Favre [10] und Spillner [11].

Die Zersetzung des Schlammes in Schlammräumen nach Art der Emscherbrunnen erfolgt nach der ersten Einarbeitung wie in einem typischen Faulraum unter Schwefelwasserstoffbildung. Nach längerer Einarbeitung (ca. $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{4}$ Jahr) geht jedoch die Zersetzung der organischen Stoffe nach den Erfahrungen an den Anlagen der Emschergenossenschaft ohne nachweisbare Schwefelwasserstoffbildung vor sich (vgl. Middeldorf [12], Imhoff [13], wenigstens konnte an den erwähnten Anlagen später nur Sumpfgasbildung festgestellt werden. Der Schlamm nimmt in diesem späteren Stadium eine tiefschwarze Farbe an und besitzt einen teerigen, gummiartigen Geruch. Das Wesen dieses veränderten Prozesses (der von manchen als Verrotungsprozeß bzw. Sumpfgasgärung angesehen wird) ist noch nicht genügend geklärt¹⁾. Nach den Erfahrungen an den Emscheranlagen genügt die Bemessung des Schlammreduktionsraumes mit 0,1—0,2 l pro Kopf und ca. dreimonatlicher Aufspeicherung.

Für den Abzug der freiwerdenden Gase sind möglichst weite Abzugschlote anzuordnen, damit ein Verstopfen derselben durch aufsteigende Schlammfladen nicht eintreten kann.

Bei der Anordnung des Schlammfaulraumes zum Frischwasserklärraum ist vor allem darauf zu achten, daß außer dem Schlammübertritt vom letzteren in ersteren keine Kommunikation, insbesondere keine schädlichen Strömungen zwischen beiden Räumen eintreten können.

Bei der Gefahr von eventuellen Temperaturumlagerungen, z. B. bei

1) Diese Angaben verdankt Verfasser teils persönlicher Überzeugung, teils mündlichen Mitteilungen, die ihm gelegentlich Besichtigungen der Emscheranlagen von Dr.-Ing. Imhoff in liebenswürdigster Weise gemacht wurden.

Mischsystem (s. Seite 24) müßten auch sonst kontinuierliche Schlamm Eintrittsöffnungen in Faulräumen auf die entsprechende Dauer (gewöhnlich nur wenige Tage) geschlossen bleiben.

Bei den Emscheranlagen hat sich diese Maßnahme als entbehrlich erwiesen, indem das Schlammraumwasser stets ein größeres spezifisches Gewicht besessen haben soll. Nach den Erfahrungen der Emscherengenossenschaft hat sich ferner eine Erneuerung der über dem Schlamm stehenden Wasserschicht (etwa durch frisches Abwasser) als nicht notwendig erwiesen. Durch den in dem Schlammraum allmählich absinkenden Schlamm wird Wasser aus dem ersteren in den Absitzraum verdrängt. Die Menge dieser Zumischung soll jedoch gering sein, und nach Imhoff [13] ca. $\frac{1}{1000}$ der Gesamtabwassermenge betragen.

Schlammfaulräume können als Becken oder Brunnen, unter oder neben dem Frischwasserraum oder von diesem vollständig getrennt ausgeführt werden.

In Deutschland sind Schlammfaulräume fast durchweg als tiefe Brunnen (sog. Emscherbrunnen vgl. Fig. 16 und 22 nach Imhoff und Kremer-Imhoff-Brunnen) bekannt geworden, bei welchen außer den erwähnten Gesichtspunkten bauliche Rücksichten und hauptsächlich die Art der Schlamm-entfernung für die Gestaltung als tiefe Brunnen maßgebend waren. Über die Vorteile der letzteren in bezug auf die Schlammbeschaffenheit s. unten. Die Schlamm-entfernung erfolgt bei den Emscherbrunnen mittels eines Schlammabflußrohrs von der Mitte der Brunnensohle (vgl. Fig. 16 und 22) und zwar selbsttätig durch entsprechend tiefere Anordnung der Ausflußöffnung unter dem Wasserspiegel, wenn die Schlamm-lagerplätze genügend tief liegen und die Ableitung des abfließenden Schlammes nach denselben mit natürlichem Gefälle erfolgen kann. Ist dies nicht möglich, so erfolgt die Entfernung des Schlammes aus den Brunnen durch Saugwirkung mittels an das Schlammrohr angeschlossenen festen oder fahrbaren Vakuumpessels (Wegener-Wagen).

Bei dieser Art der Schlamm-entfernung sichert eine beträchtliche Schlamm-tiefe gegen das Durchbrechen des über dem Schlamm stehenden Wassers (s. S. 28).

Bei Brunnen von großem Durchmesser können, falls ein Schlammrohr nicht genügt, auch mehrere derartige Rohre eingebaut werden.

Die in Fig. 16 angedeutete Spülleitung hat den Zweck, etwa festgewordenen Schlamm loszuspülen. Die Konstruktion der Verbindung vom Schlammfaulraum und Klärraum nach Art der Emscherbrunnen hat zahlreiche Nachahmungen bzw. Umänderungen erfahren (z. B. die bewegliche Anordnung des inneren Schlamm-daches usw.), auf die hier nicht weiter eingegangen werden kann.

Einen Schlammfaulraum in Beckenform zeigt die Travissche Anordnung (vgl. Fig. 15) (s. oben). In Deutschland haben beckenförmige Schlammfaulräume bis jetzt keine Verbreitung gefunden.

Solange Schwefelwasserstoffbildung im Schlammraum vorhanden ist, zeigt auch der abgelassene Schlamm mehr oder weniger Schwefelwasserstoffgeruch. Der in den erwähnten Reduktionsprozessen ohne nachweisbare Schwefelwasserstoffbildung anfallende Schlamm zeigt bei den Emscheranlagen, wie erwähnt, einen teerartigen, gummiartigen Geruch, ist von tiefschwarzer Farbe und leicht flüchtig. Bei den tiefen Emscherbrunnen besitzt der ab-

gelassene Schlamm außerdem ein stark poröses Gefüge, welches man dort auf die Volumenvergrößerung der im Schlamm eingeschlossenen Gasblasen zurückführt, welche letztere im Schlammraum unter einem der Schlamm- und Wasserhöhe entsprechenden größeren Druck stehen.

Der Wassergehalt dieses Schlammes beträgt ca. 70 Proz. Die weitere

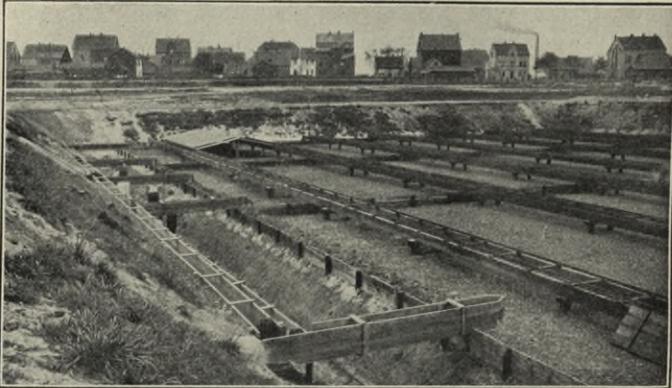


Fig. 48. Schlamm-trockenplatz der Kläranlage in Bochum nach Imhoff
(für Emscherbrunnenschlamm).

Trocknung des sehr leicht drainierbaren Schlammes erfolgt auf Schlamm-lagerplätzen, die mit reichlichen Drainagen versehen sind. Bei den Emscher-anlagen wird die Drainage aus Schlacke in ca. 20 cm hoher Aufschüttung angelegt. Fig. 48 und 49 zeigen die typische Anordnung eines Schlamm-trockenplatzes der Emscherkläranlagen.

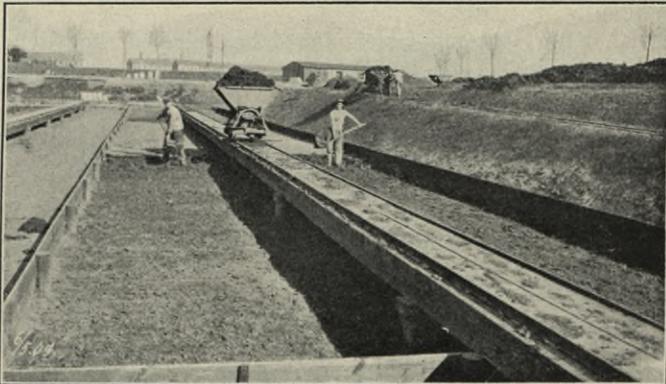


Fig. 49. Abstechen und Abfahren des getrockneten Schlammes.

Die Abtrocknung bis zum Stichfestwerden des Schlammes erfolgt dort in trockener Zeit in wenigen Tagen, im Durchschnitt in 2—3 Wochen.

Nach den bei den Anlagen der Emscher-genossenschaft gemachten günstigen Erfahrungen bildet diese Schlammbrunnenbehandlung zweifellos einen erheblichen Fortschritt in der Schlammbehandlungsfrage.

9. Die Oxydation des Schlammes.

Die Veränderung des Schlammes durch Oxydation der organischen Substanzen erfolgt am durchgreifendsten in biologischen Körpern. Am geeignetsten hierzu sind die Dibdinschen Plattenfüllkörper (s. oben S. 54). Der abgebaute Schlamm wird während des Leerstehens des Körpers durch Abspritzen der Platten entfernt. Der erhaltene Schlamm ist nahezu geruchlos und leicht zu trocknen.

Nach den in England mit diesem Verfahren gemachten günstigen Erfahrungen dürfte dieser biologischen Behandlung des Schlammes für die Zukunft große Bedeutung zukommen.

Brennbarkeit des Schlammes.

Die Brennbarkeit hängt von der Trockenheit, dem Gehalt des Materials an Kohlenstoff, Wasserstoff, Sauerstoff und Schwefel ab. Die Wärmeentwicklung beruht darauf, daß Kohlenstoff und Wasserstoff sowie der etwa vorhandene Schwefel sich mit dem Sauerstoff der Luft zu Kohlensäure, Wasser und schwefliger Säure verbinden, also verbrennen. Der Sauerstoff macht einen so großen Teil des Wasserstoffs unwirksam, als verbraucht wird, um mit demselben Wasser zu bilden.

Der Heizwert des Materials kann angenähert nach der Dulong'schen Formel (Verbandsformel) berechnet werden

$$h = 8000 C + 29000 \left(H - \frac{O}{8} \right) + 2500 S - 600 W.$$

Ein größerer Wassergehalt des Schlammes als 50—60 Proz. ist von Nachteil, weil zu seiner Verdampfung ein großer Teil der erzeugten Wärme verbraucht wird; derartige Schlamm wird zweckmäßig vorher getrocknet. Der Verbrennungsprozeß wird dadurch eingeleitet, daß der zu verbrennende Körper durch von außen zugeführte Wärme auf seine Entzündungstemperatur erhitzt wird, worauf er bei genügendem Zutritt von Luft selbständig weiter brennt.

Die Brennbarkeit bzw. die größere oder geringere Entzündbarkeit ist abhängig von der physikalischen Beschaffenheit (Porosität) und dem Gehalt an Wasserstoff.

Die Brennbarkeit eines bestimmten Schlammes kann zwar an der Hand des berechneten Heizwertes beurteilt werden, für die praktische Durchführung ist aber der direkte Versuch maßgebender. Durch den praktischen Versuch ist auch die für einen bestimmten Schlamm geeignetste Verbrennungsanlage und Rostkonstruktion zu ermitteln.

Für die selbständige Verbrennung eignet sich ein Schlamm von geringerem Aschengehalt (nicht über ca. 40 Proz.).

Ein derartig geringer Aschengehalt ist jedoch selten, an sich aber nicht unmöglich, z. B. der geschleuderte Schlamm in Harburg mit 30 Proz. Asche. Anlagen, in denen gewöhnlicher Schlamm selbständig verbrannt wird, sind bis jetzt noch nicht bekannt geworden.

Gewöhnlich versucht man die Verbrennung des Schlammes durch Zusatz von Kohle oder anderen Brennmaterialien zu ermöglichen.

Die Verbrennung gemeinsam mit Hausmüll und dergleichen bedingt, daß letzteres an sich selbständig brennt. Von der Brennbarkeit des

letzteren hängt das im einzelnen Fall mögliche Zumischungsverhältnis von gewöhnlichem Schlamm ab.

Am häufigsten ist die Zumischung von Kohle. Dieselbe erfolgt zweckmäßig in möglichst fein verteilter Form, da bei der Zumischung der Kohle in Stücken die letztere zwischen dem Schlamm durchbrennt.

Die Mischung mit Kohle wird am innigsten erreicht, wenn der Kohlezusatz auf nassem Wege in der Form von Kohlebrei erfolgt, der am einfachsten kontinuierlich beim Fördern des nassen Schlammes zugeführt wird.

Eine noch günstigere Durchmischung von Kohle mit den Schmutzstoffen des Abwassers wird erreicht, wenn die Kohle gleichzeitig als Klär- bzw. Fällungsmittel benutzt wird (s. Kohlebreiverfahren). So findet die Verbrennung von Kohlebreischlamm statt in den Kläranlagen von Potsdam, Spandau, Tegel, Ober-Schöneweide sowie in der Kläranlage von Cöpenick.

Schlammmentgasung und -vergasung.

Bei der Gasgewinnung hat man zu unterscheiden zwischen Entgasung und Vergasung des Materials.

Unter Entgasung versteht man das Austreiben der in ihm enthaltenen flüchtigen Bestandteile, das bei höheren Temperaturen erfolgt (trockene Destillation, Leuchtgasgewinnung).

Unter Vergasung versteht man die Verbindung des festen Kohlenstoffes im Material mit Sauerstoff zu dem gasförmigen Kohlenoxyd. Diese Verbindung erfolgt bei der Durchleitung von atmosphärischer Luft ebenso bei der Durchleitung von Wasserdampf durch eine Schicht des glühenden Materials. Im ersten Fall bildet der Sauerstoff der Luft mit dem Kohlenstoff das Kohlenoxyd, das, mit dem indifferenten Stickstoff der Luft gemischt, Generatorgas genannt wird. Im zweiten Fall zersetzt sich der Wasserdampf an der glühenden Kohle nach der Formel $C + H_2O = CO + H_2$. Das entstehende Gasgemisch von Wasserstoff und Kohlenoxyd wird Wasser-gas genannt.

Die Leuchtgasgewinnung aus Klärschlamm ist wiederholt versucht worden.

Versuchsergebnisse über die Gasgewinnung aus gewöhnlichem unverbessertem Schlamm sind außer einem Versuche in Manchester nicht bekannt geworden, wohl dagegen über Versuche mit Verwendung von Torf- bzw. Kohlebreiklärslamm.

Nach den Versuchen von Schury und Bujard [14] erhielt man bei einem derartigen Versuch aus Torfklärslamm pro 100 kg Schlamm von 13,5 Proz. Wasser und 20,3 Proz. Asche, 26 cbm Gas von 4178 Kal. Heizwert.

Der Retortenrückstand betrug bei diesem Versuch 31,4 Proz. Die Kosten pro 1 cbm Gas stellten sich nach den Berechnungen auf 20 Pf.

Zur Leuchtgasgewinnung erscheint Klärschlamm weniger geeignet, das Verfahren ist zu teuer und zu umständlich, außerdem ist die Lichtstärke zu gering.

Viel günstiger gestaltet sich die Verwertung von geeignetem Schlamm zur Kraftgasgewinnung in Generatoren, worauf von dem verstorbenen Ingenieur Rothe zuerst hingewiesen wurde. Auf seinen Vorschlag hatte die Gasmotorenfabrik Cöln-Deutz eine entsprechende Versuchsvergasungsanlage gebaut.

Aus der Dresdener Städteausstellung 1903 wurde zum ersten Male eine

Schlammvergasungsanlage im Dauerbetrieb vorgeführt und damit eine im allgemeinen günstige Beurteilung in der Fachwelt erzielt.

Um weitere Erfahrungen im Dauerbetrieb zu erhalten, hatte die genannte Fabrik auf der Kläranlage in Ober-Schönevide eine Vergasungsanlage aufgestellt. Nach den Versuchen von Reichle und Dost [15] waren die Ergebnisse dieser Anlage im allgemeinen günstige.

Die Vergasungsanlage bestand (s. Fig. 50) aus einem Generator (einem mit feuerfesten Steinen ausgekleideten Schachtofen), einer Gasreinigungs- und -kühlanlage (Staubsammler, Wäsche und Skrubber), und einer Gasmaschine von 50 PS. (für Schlammgas). Im unteren Teil des Generators wird auf einem Rost gut getrocknetes Material in Brand gesetzt und Luft

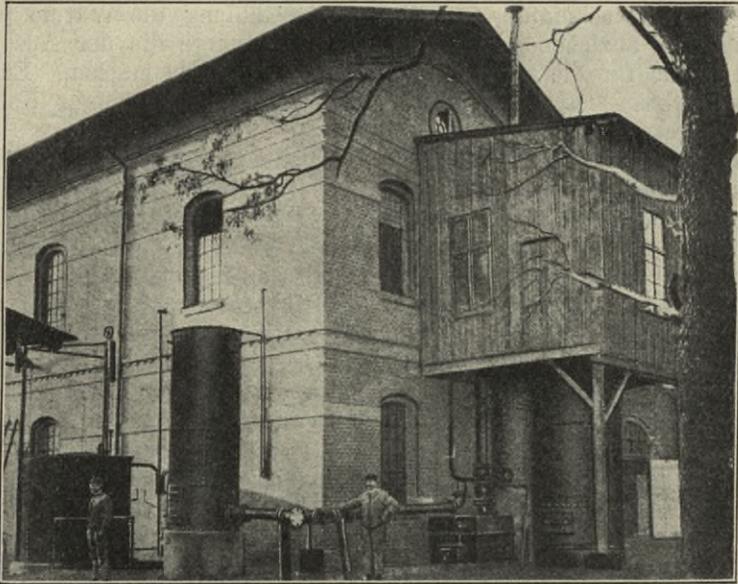


Fig. 50. Frühere Schlammvergasungsanlage auf der Kläranlage in Ober-Schönevide (Berlin).

zugeblasen. Über dem Feuer wird alsdann vergasungsfähiger Schlamm von nicht mehr als 58 Proz. Wassergehalt aufgefüllt.

Der Vergasungsbetrieb kann auf zweierlei Art erfolgen, als Druckgas- oder Sauggasverfahren.

Beim ersteren wird Luft und Wasserdampf während der ganzen Vergasung unter Druck bei geschlossenem Generator eingeblasen; beim Sauggasverfahren werden, sobald der Motor im Gange ist, die Generatortüren geöffnet, worauf der Motor die für den Betrieb des Generators erforderliche Luftmenge selbst ansaugt, ebenso den Wasserdampf, der gewöhnlich mittels einer Wasserschale unter dem Rost erzeugt wird.

Am günstigsten für die Vergasung ist Material, welches möglichst luftdurchlässig ist, und dessen Asche eine lockere Beschaffenheit aufweist (wie Torf, Braunkohle).

Bei den erwähnten Versuchen wurden pro Pferdekraft und Stunde 2,5 kg auf 50—58 Proz. Wassergehalt abgetrockneten Schlammes benötigt

Der Anteil des Heizwertes der eigentlichen Schmutzstoffe betrug bei den Versuchen 11 Proz., kann jedoch bei Verbesserung des Verfahrens bis 30 Proz. und mehr des Gesamtheizwertes betragen.

Das erzeugte Gas war heizwertarm (rund 800 W.-E.), bemerkenswert war das Fehlen des Methans.

Die Gasmenge konnte nicht direkt gemessen werden, sie beträgt jedoch ein Vielfaches der bei der Entgasung erreichbaren Gasmenge.

Geruchsbelästigungen waren bei den genannten Versuchen nicht festzustellen. Bei eventuell zu großem Schwefelgehalt des Schlammes können Geruchsbelästigungen durch Einfügung einer Schwefelreinigung des Gases vermieden werden.

Das Verfahren läßt sich noch wesentlich verbessern. Zunächst ist es nach Reichle zweckmäßig, anstatt Skrubberkühlung die Wärme der aus dem Generator abziehenden Gase sowie insbesondere die der Auspuffgase aus dem Motor für die Schlamm-trocknung nutzbar zu machen. Eine derartige Vorrichtung ist in der Vergasungsanlage der Elbinger Kohlebrei-kläranlage getroffen.

Besonders wichtig ist für eine möglichst günstige Ausnützung des Materialheizwertes die Konstruktion und der Betrieb des Generators. Die flüchtigen Fettstoffe müssen durch eine geeignete Generatorkonstruktion am Entweichen verhindert und vielmehr in die Feuerzone eingeführt werden. (Bei der erwähnten Versuchsanlage war dies noch nicht möglich.)

Bei der Vergasung ist möglichst die Bildung von Methan und anderen Gasen von hohem Heizwert anzustreben und dementsprechend auf Grund von fachmännisch geleiteten Versuchen Anlage und Betrieb einzurichten. Der thermische Wirkungsgrad, der bei den vorstehenden Versuchen bereits 14 Proz. betrug, wird sich alsdann noch wesentlich günstiger gestalten.

Eine Verbesserung bezw. Ausgestaltung des Verfahrens läßt sich wahrscheinlich auch durch Zuschläge zum Schlamm erreichen. Versuche dieser Art sind zurzeit noch nicht bekannt geworden.

Die Vergasung bildet zweifellos die günstigste Verwertung des Schlammes in bezug auf Brennstoffausnutzung; sie hat gegenüber der Entgasung ferner den Vorteil, daß der Schlamm keiner so weitgehenden Vortrocknung bedarf.

In hygienischer Hinsicht stehen beide Verfahren obenan, da die Schlamm-mengen fast vollständig beseitigt werden und die Rückstände (die Aschen) vollständig indifferent sind.

Zurzeit besteht nur eine Schlammvergasungsanlage, die von Elbing.

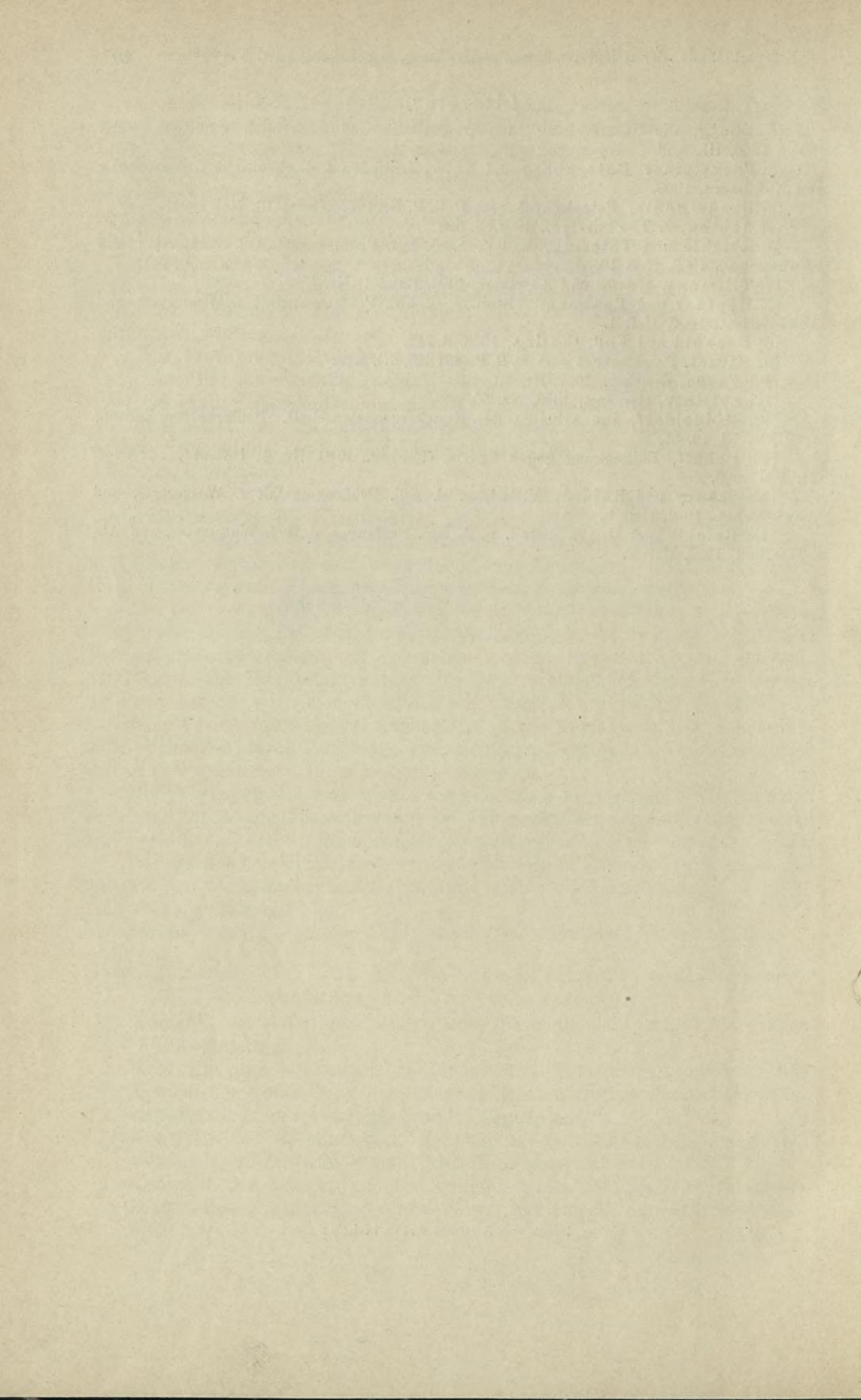
Gesichtspunkte für die hygienische Kontrolle von Schlamm-behandlungs- und Verwertungsanlagen:

1. Kontrolle der Rohschlamm-mengen, ihrer Beschaffenheit insbesondere ihres Wassergehaltes.
2. Kontrolle der Schlamm-behandlungs- und Verwertungsverfahren auf hygienische Gefährdung der Bedienungsmannschaft sowie auf Geruchs-belästigungen der Umgebung und Fliegenplage.
3. Kontrolle der Beschaffenheit der bei der Schlamm-trennung freier werdenden Ablaufwässer und ihres Einflusses auf die Vorflut.
4. Kontrolle der Mengen und Beschaffenheit des behandelten Schlammes bezw. dessen Rückstände und ihrer hygienisch einwandfreien Beseitigung.

Literatur:

- [1] König, Die Untersuchung landwirtschaftlich und gewerblich wichtiger Stoffe. Berlin 1906, III. Aufl.
- [2] Farnsteiner, Buttenberg und Korn, Leitfaden f. d. chemische Untersuchung von Abwässern, 1902.
- [3] Große-Bohle, Patentschrift zum D. R. P. Nr. 167700 vom 16. Mai 1904.
- [4] Ashton, J. The Surveyor, 1904, S. 320.
- [5] Reichle und Thiesing, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanstalt f. Wasservers. und Abwässerbes., 1908, Heft 10.
- [6] Tillmans, Wasser und Abwasser, 1909, Band 1, Nr. 7.
- [7] Höpfner und Paulman, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanstalt f. Wasservers. und Abwässerbes., 1902, Heft 1.
- [8] Bechold und Voß, Ges.-Ing., 1908, S. 742.
- [9] Hirzel, Patentschrift zum D. R. P. 151329, Kl. 82a.
- [10] Favre, Ges.-Ing., 1907, Nr. 50.
- [11] Spillner, Ges.-Ing., 1909, Nr. 50.
- [12] Middeldorf, Die Arbeiten der Emschergenossenschaft. Deutsche Bau-Zeitung 1909, Nr. 78, 79, 81.
- [13] Imhoff, Entgegnung gegen Travis, Ges.-Ing., 1910, Nr. 3; Imhoff, Surveyor, 21. Mai 1909.
- [14] Schury und Bujard, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanstalt f. Wasservers. und Abwässerbes., 1907, Heft 8.
- [15] Reichle und Dost, Mitteil. a. d. Kgl. Prüfungsanstalt f. Wasservers. und Abwässerbes., 1907, Heft 8.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



2-3

c-98

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297458