

## 2.1. Abwasserableitung aus den Siedlungsgebieten (Kanalisation)

### 2.1.1. Aufgabe der Kanalisation

Hauptaufgabe einer Ortskanalisation ist es, die Gesamtheit der in einem Siedlungsbereich anfallenden Abwässer hygienisch einwandfrei zu sammeln und aus dem Siedlungsbereich heraus- und einer zentralen Behandlungsanlage zuzuleiten.

Damit Geruchsbelästigungen, chemische Beschädigungen des Rohmaterials und Schwierigkeiten bei der nachfolgenden Abwasserbehandlung vermieden werden, muß das Abwasser am Ende der Kanalisation in *frischem Zustand*, d. h. unangefault austreten. Dies bedingt eine zügige Trassenführung der Hauptsammler, damit das Abwasser auf dem kürzesten Wege aus dem Siedlungsbereich entfernt wird.

Unter dem Begriff Abwasser ist die Summe der durch den menschlichen, tierischen und industriellen Gebrauch verunreinigten Wässer und des im Siedlungsgebiet anfallenden Niederschlagswassers zu verstehen.

Zwischen der Trink- und Brauchwasserversorgung einerseits und der Abwasserableitung und -behandlung andererseits bestehen sehr enge Wechselbeziehungen. Beide Gebiete werden unter dem Oberbegriff „Siedlungswasserwirtschaft“ zusammengefaßt. Ihre Aufgaben werden in der Deutschen Demokratischen Republik unmittelbar von den „VEB Wasserversorgung und Abwasserbehandlung“ wahrgenommen.

Eine neuzeitliche Abwasserableitung in Form der *Schwemmkanalisation* ist heute für alle geschlossenen Siedlungen, die eine zentrale Wasserversorgung haben, unbedingt zu fordern. So ist z. B. für die Installation von Spülklosetts das Vorhandensein einer ordnungsgemäß gebauten *Ortskanalisation* Voraussetzung. Durch die weitgehende Realisierung dieser Forderung konnten nicht zuletzt viele, früher durch das Wasser weit verbreitete Seuchen, wie Typhus, Paratyphus, Cholera, Ruhr usw., eingedämmt bzw. ausgeschaltet werden.

### 2.1.2. Kanalisationsverfahren

Bei der Ableitung des Abwassers werden unterschieden:

- Trennsystementwässerung
- Mischsystementwässerung

### 2.1.2.1. Trennsystementwässerung

Das Trennsystem ist dadurch gekennzeichnet, daß das Schmutzwasser (Abwasser aus den Wohnungen, Ställen, Gewerbe- und Industriebetrieben) und das Niederschlagswasser in getrennten Leitungen abgeführt werden.

Im allgemeinen wird dadurch das Trennsystem in Bau und Unterhaltung teurer als das nachfolgend beschriebene Mischsystem. Da jedoch die anschließende Abwasserbehandlungsanlage nur für das Schmutzwasser zu bemessen ist, werden hierfür Bau- und Betriebskosten eingespart. Der Regenwassersammler mündet unmittelbar in den Vorfluter. Soll das anfallende Abwasser anschließend landwirtschaftlich verwertet werden, so ist dem Trennsystem der Vorzug zu geben. Es braucht dann bei Regenwetter, bei dem in der Landwirtschaft ohnehin kein oder nur ein geringer Bewässerungsbedarf besteht, nur die mengenmäßig begrenzte Schmutzwassermenge verwertet zu werden. Die Schwierigkeiten für die unproduktive Unterbringung des Regenwassers auf sogenannten Entlastungsflächen entfallen hierbei.

Die Bau- und Betriebskosten für eine Trennkanalisation lassen sich erheblich reduzieren, wenn für die Ein- bzw. Ableitung der großen Regenwassermengen zahlreiche Oberflächengewässer zur Verfügung stehen oder in ländlich aufgelockerter Bebauung ein unterirdisch verlegter Regenwassersammler durch offene Gräben (seitlich der Straßen) ersetzt werden kann.

Außerdem ist die Trennkanalisation dann vorteilhaft, wenn das Abwasser infolge zu geringen Geländegefälles zur zentralen Kläranlage gepumpt werden muß (Einsparung der Pumpkosten für den im Vergleich zum Schmutzwasser 50- bis 100mal so großen Regenwasseranfall) oder wenn in tiefliegenden Ortsteilen durch den Vorfluter Hochwasserrückstau zu erwarten ist (Ausschaltung der Gefahr von Kellerüberschwemmungen). Auch ist in den Schmutzwasserleitungen der Trennkanalisation als Folge der ausgeglicheneren Wasserführung die Ablagerungsgefahr und damit der erforderliche Wartungsaufwand (Leitungsreinigung) geringer.

### 2.1.2.2. Mischsystementwässerung

Beim Mischsystem werden die anfallenden Schmutz- und Regenwässer gemeinsam in einer unterirdisch verlegten Rohrleitung abgeführt.

Es ist das in der Deutschen Demokratischen Republik am häufigsten angewendete Entwässerungssystem.

Damit die Hauptsammlerquerschnitte nicht zu große Ausmaße haben müssen, werden durch zwischengeschaltete Regenüberläufe die Hauptmengen des bei Starkregen in den *Mischsystemsammler* abfließenden Mischwassers an geeigneten Stellen direkt in den Vorfluter abgeworfen. Diese Entlastungsanlagen werden wirksam, sobald die in den Leitungen mit abfließende Regenwassermenge einen bestimmten Grenzwert überschreitet. Der zulässige Grenzwert, ausgedrückt durch das Mischverhältnis von Schmutzwasser (d. h. Trockenwetterabfluß) zu Regenwasser wird dabei in Abhängigkeit von der Wasserführung und Vorverschmutzung des Vorfluters durch die zuständige Gewässeraufsicht bei den Wasserwirtschaftsdirektionen (WWD) vorgeschrieben. Durch alle

diese Maßnahmen werden die Baukosten für das öffentliche Entwässerungsnetz und die Anschlußkosten für die Anlieger verringert. Da nur noch eine *gemeinsame Grundstücksanschlußleitung* für Schmutz- und Regenwasser erforderlich ist, entfallen auch die Betriebsschwierigkeiten infolge versehentlicher oder gar beabsichtigter Anschlußverwechslungen, wie sie beim Trennsystem auftreten.

Im Gegensatz zum Trennsystem muß jedoch beim Mischsystem in Tiefgebieten bzw. im Bereich des Vorfluterrückstaus mit Kellerüberschwemmungen gerechnet werden. Als Gegenmaßnahme werden in diesen Fällen meist *Rückstauverschlüsse* in die Ablaufkästen der Kellerentwässerung (z. B. Waschküche) eingebaut, die jedoch häufig gerade dann, wenn sie gebraucht werden, infolge Rostansatz an den Verschlusselementen versagen.

Auch werden die Abmessungen und damit die Baukosten für die Pumpwerke und die Anlagenteile der Abwasserbehandlung infolge des bis zum Mischverhältnis der Regenüberläufe mitgeführten Regenwasseranteils größer. Dieser mitgeführte *Regenwasseranteil* wirkt sich besonders störend bei Nachschaltung einer landwirtschaftlichen Abwasserverwertung aus, da dann auf Grund der Verpflichtung zur „ganzjährigen Abwasserabnahme“ trotz ausreichender natürlicher Niederschläge neben dem Schmutzwasser aus dem Siedlungsgebiet auch noch ein Teil des dort gesammelten Regenwassers auf landwirtschaftlichen Flächen untergebracht werden muß. Ohne *Entlastungsflächen* (oft sogar in der Form der unproduktiven Bodenfilter) ist dann nicht auszukommen.

## AUFGABEN

1. Welches Kanalisationssystem bietet die besten Voraussetzungen für eine landwirtschaftliche Abwasserverwertung?  
Begründen Sie Ihre Antwort!
2. Erläutern Sie die Aufgabe der Entlastungsanlagen in der Mischsystementwässerung!

### 2.1.3. Ermittlung der Abwassermengen

#### 2.1.3.1. Schmutzwasser aus den Haushalten

Im allgemeinen kann der Schmutzwasseranfall mit 80 % des Wasserverbrauchs aus dem öffentlichen Trinkwassernetz angesetzt werden.

Größere Abweichungen hiervon sind dann zu verzeichnen, wenn z. B. in Gartenvierteln und ländlichen Wohnsiedlungen größere Wassermengen zur Gartenbewässerung verbraucht werden. Wenn der Schmutzwasseranfall nicht über den *Wasserverbrauch* ermittelt werden kann (z. B. beim Fehlen einer zentralen Wasserversorgung), muß er nach *Erfahrungswerten* für Orte ähnlicher Größe und Wohnstruktur angenommen werden.

Für die Verhältnisse in der Deutschen Demokratischen Republik gelten für den maximalen *täglichen Schmutzwasseranfall* ( $q_d$ ) die Richtwerte in Tabelle 1. Hierin ist der Schmutzwasseranfall von Kleingewerbebetrieben bis zu einem Abwasseranfall von  $10 \text{ m}^3/\text{Tag}$  mit enthalten.

Tabelle 1

*Richtwerte für den Schmutzwasseranfall*

Ortstyp	Einwohnerzahl [E]	Schmutzwasser $q_d$ [l/Einwohner/Tag]
Ländliche Gemeinden	—	70—110
Kleinstadt	bis 5 000	100—160
Kleinstadt	bis 20 000	120—190
Mittelstadt	bis 50 000	140—240
Mittelstadt	bis 100 000	160—280
Großstadt	über 100 000	200—320

Diese Angaben gelten mit der Einschränkung, daß örtliche Erhebungen keine anderen Werte bedingen.

Außerdem sind im *Abwasseranfall* einem Einwohner gleichzusetzen in<sup>1</sup>

Fabriken, Werkstätten ohne Abwässer aus der Produktion mit WC, Wasch- und Badeanlagen und Küchenbetrieb	2 Betriebsangehörige
Büros und Geschäftshäusern mit WC und Waschanlage	3 Betriebsangehörige
Hotels, Gasthöfen, Feierabendheimen	1 Bett
Restaurants	3 Plätze
Sommerwirtschaften	15 Plätze
Lichtspieltheatern	30 Plätze
Schulen	10 Schüler
Kindertagesstätten ohne Küchenbetrieb	3 Kinder

Da der Schmutzwasseranfall entsprechend den Lebensgewohnheiten und dem Arbeitsrhythmus (Schichtarbeit) der Bevölkerung im Laufe eines Tages schwankt, muß zur Querschnittsermittlung der *maximale stündliche Schmutzwasseranfall* ( $\max q_h$ ) herangezogen werden. Dieser Wert wird als Scheitelwert der Tagesganglinie des Schmutzwasseranfalls in der jeweiligen Ortschaft ermittelt. Abbildung 1 zeigt als Beispiel die Schmutzwasserganglinie einer Stadt von 50000 Einwohnern. Ist die Tagesganglinie nicht bekannt, so läßt sich der maximale Stundenwert angenähert wie folgt ermitteln:

$$\max q_h = 1/10 \text{ bis } 1/16 \cdot q_d \text{ [l/Einwohner/Stunde]}$$

Der Faktor  $1/10$  gilt für kleine Siedlungen und der Faktor  $1/16$  für Großstädte.

<sup>1</sup> nach „Bemessungsgrundlagen zur Erarbeitung von Aufgabenstellungen und Projekten wasserwirtschaftlicher Anlagen“, 2. Auflage, Amt für Wasserwirtschaft, Berlin 1964.

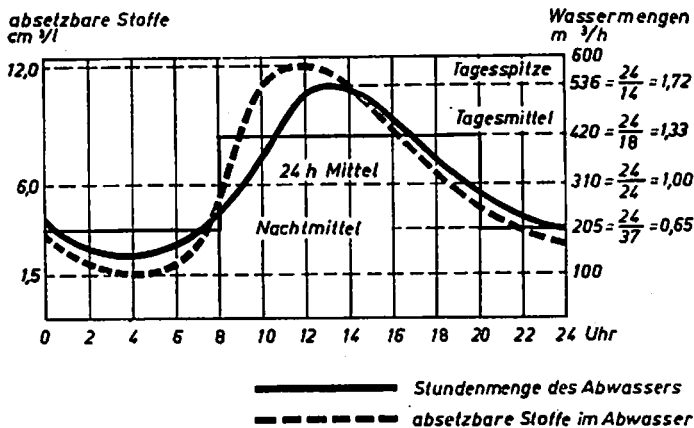


Abb. 1  
Tägliche Schwankungen der Abwassermenge und der darin enthaltenen absetzbaren Stoffe einer Stadt von 50000 Einwohnern (nach Imhoff)

### 2.1.3.2. Schmutzwasser aus der Tierhaltung

Der *Abwasseranfall aus der Tierhaltung* wird entscheidend durch die Art der Aufstallung und das Verfahren der Stallreinigung bestimmt. Die nachfolgenden Richtwerte beziehen sich auf den *täglichen Schmutzwasseranfall* je Großvieheinheit (GV), das sind 500 kg Lebendmasse der jeweiligen Tierart.

#### Rinderhaltung

Anbindestall (Kurzstand)	12 l/GV (Jauche)
Anbindestall (Langstand)	7 l/GV (Jauche)
Einraum-Offenstall mit Einstreu	1,5 bis 2 l/GV (Jauche)
Liegestall (Laufhofsystem)	1 bis 2 l/GV (Jauche)
Schwemmentmistung (Ringumlaufspülung)	45 l/GV (Gülle)
Schwemmentmistung (Staukanal)	85 l/GV (Gülle)
Melkhaus mit Fischgrätenmelkstand im Mittel	6 m <sup>3</sup> (Abwasser)
Rohrmelkanlage	22 l/GV (Abwasser)
befestigte Auslaufflächen zu Offenställen	2,5 l/m <sup>2</sup> (Abwasser)
befestigter Vor- und Nachwartehof von Melkhäusern mit Fischgrätenmelkstand	9 bis 16 l/m <sup>2</sup> (Abwasser)

#### Schweinehaltung

Schweinemast- und Zuchstall mit Boxen	15 l/GV (Jauche)
Schwemmentmistung bei dänischer Aufstallung und Ringspülung	70 l/GV (Gülle)
Schwemmentmistung bei Großgruppenhaltung und Wasserspülung (kommunale Anlagen)	100 l/GV (Gülle)
Schwemmentmistung bei Großgruppenhaltung mit Auslauf	200 l/GV (Gülle)

### 2.1.3.3. Schmutzwasser aus Gewerbe und Industrie

Der *Schmutzwasseranfall großer Gewerbebetriebe und der Industrie* läßt sich nicht durch Richtwerte angeben, da hier schon infolge der unterschiedlichen Technologie (z. B.

innerbetrieblicher Wasserkreislauf) bei gleichen Endprodukten die Anfallzahlen ganz erheblich streuen. Außerdem unterliegen die Produktionsprozesse ständigen Änderungen und Verbesserungen. Zu Beginn einer Entwurfsbearbeitung sind jeweils eingehende Erhebungen in den einzelnen Betrieben unter Berücksichtigung der künftigen Betriebsentwicklung notwendig. (Einige Zahlenhinweise gibt Randolf in dem Buch „Kanalisation und Abwasserbehandlung“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1965). Da nur in wenigen Fällen das Industrieabwasser in konstanter Menge anfällt, ist die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs des Schmutzwasseranfalls (z. B. stoßweiser Anfall im Schicht-rhythmus) für die Leitungsbemessung sehr wichtig.

#### 2.1.3.4. Niederschlagswasser

**Das Niederschlagswasser in den Abwassersammlern macht ein Vielfaches (ungefähr das 50- bis 100fache) der Schmutzwassermenge aus und bestimmt daher allein den erforderlichen Querschnitt der Leitungen einer Mischkanalisation.**

Gesetzmäßig nehmen die *Regenspenden*  $r$  [l/s ha] mit der Regendauer ( $T$ ) ab. Für die Bemessung der Kanalisationsleitungen sind im allgemeinen nur die *Starkregen von geringer Dauer* bedeutungsvoll. Zu beachten ist jedoch, daß sich die ganz kurzen Regen mit hoher Regenspende (Platzregen) hinsichtlich des Abflusses infolge der zuerst notwendigen Anfeuchtung der trockenen Oberfläche und der Rückhaltewirkung von Mulden und Vertiefungen nicht voll auswirken. Daher wird unter den Verhältnissen der Deutschen Demokratischen Republik als kürzester Regen (sogenannter *Berechnungsregen*) meist ein *Regen von der Dauer  $T = 15$  min* angenommen. Sofern keine örtlichen Regenschreiberaufzeichnungen und deren statistische Auswertungen vorliegen, kann hierfür eine Regenspende  $r_{15} = 100$  l/s ha angesetzt werden. Dabei ist die Häufigkeit  $n = 1$  zugrunde gelegt. Die Häufigkeit  $n$  gibt an, wie oft eine Regenspende bestimmter Dauer im Laufe eines Jahres erreicht bzw. überschritten wird.

**Regen mit unterschiedlicher Regendauer und Regenspende, aber gleicher Häufigkeit werden als wirtschaftlich gleichwertige Regen oder als „Regenreihe“ bezeichnet.**

Bei der Abflubberechnung längerer Entwässerungsnetze tritt die *Regenreihe* an die Stelle des Berechnungsregens, da hier in Abhängigkeit von der Fließzeit in den Leitungen Regen von längerer Dauer und kleinerer Spende ungünstigere Belastungswerte ergeben können als der Berechnungsregen.

Durch die Festlegung der Häufigkeit  $n = 1$  muß in Kauf genommen werden, daß im Mittel jährlich einmal Überlastungen des Entwässerungsnetzes auftreten können. Andererseits werden damit die erforderlichen Leitungsquerschnitte auf ein wirtschaftlich noch tragbares Maß beschränkt.

**Je kleiner  $n$  ist, desto größer werden die Regenspenden der Regenreihe und damit auch die Baukosten für das Netz, desto größer wird aber auch die Sicherheit gegen etwaige Überstauungen.**

Die Festlegung auf einen bestimmten n-Wert stellt also jeweils einen wirtschaftlichen Kompromiß zwischen den aufzubringenden Baukosten und der zu erwartenden Schadenssumme bei Leitungsüberstauungen dar.

Infolge Verdunstung, Versickerung und Wasserrückhalt in Mulden fließt nur ein Teil der auf das Bebauungsgebiet fallenden Niederschläge in die Entwässerungsleitungen ab. Der *Regenwasserabfluß* wird nach folgender Formel berechnet:

$$Q_R = r \cdot \psi \cdot F \quad [l/s]$$

Hierbei bedeuten:

- r = Regenspende in l/s ha
- F = Niederschlagsfläche in ha
- ψ = Abflußbeiwert

Der *Abflußbeiwert* ψ kennzeichnet das Verhältnis der je Zeiteinheit von der Entwässerungsfläche F abfließenden zur niederfallenden Regenwassermenge. Demzufolge ist der Abflußbeiwert stets kleiner oder höchstens gleich 1.

Der Abflußbeiwert ist abhängig von den Eigenschaften der Entwässerungsfläche (wie Oberflächenbefestigung, Bodenbewachsung, Bodenart, Gelände-neigung), von der Regendauer und vom Sättigungsgrad des Bodens infolge vorhergehender Regen.

Zur überschlägigen *Abflußermittlung* können die in Tabelle 2 angegebenen Gebietsabflußbeiwerte dienen.

Tabelle 2  
*Gebietsabflußbeiwerte*

Behauungsart	Abflußbeiwert
Sehr dicht (alte Stadtkerne)	0,6—0,8
Geschlossene Behauung (Reihenhäuser)	0,5—0,6
Gruppenhäuser in guter Aufteilung	0,4—0,5
Offene Behauung (Doppel- und Einzelhäuser)	0,3—0,4
Gartenreiche Außenviertel	0,2—0,3

Genauer ist jedoch die Bestimmung des *mittleren Abflußbeiwerts* aus der jeweiligen Oberflächenzusammensetzung und den dazugehörigen Einzelabflußbeiwerten (siehe Tabelle 3, S. 67).

Nach Aufteilung einer für das ganze Gebiet charakteristischen Fläche in die Flächenanteile  $F_1, F_2$  usw. mit den Einzelabflußbeiwerten  $\psi_1, \psi_2$ , usw. ergibt sich der *mittlere Abflußbeiwert*:

$$\psi_m = \frac{F_1 \cdot \psi_1 + F_2 \cdot \psi_2 + F_3 \cdot \psi_3 + \dots}{F_1 + F_2 + F_3 + \dots}$$

Tabelle 3  
*Einzelabflußbeiwerte*

Oberflächenart	Abflußbeiwert
Dachflächen	0,85—0,95
Fugenlose Oberflächenbefestigung (Beton, Asphalt)	0,8 —0,9
Gewöhnliches Pflaster	0,5 —0,7
Schotterstraßen	0,4 —0,6
Sand- und Kieswege	0,15—0,3
Unbefestigte Flächen, Sportplätze usw.	0,1 —0,2
Rasen- und Gartenflächen	0 —0,1

Die angegebenen Abflußbeiwerte gelten für verhältnismäßig geringes Geländegefälle. Im *geneigten Gelände* sind die Abflußbeiwerte um folgende *Zuschlagswerte* zu erhöhen:

Tabelle 4  
*Zuschläge für Abflußbeiwerte*

Geländeneigung	Zuschlag in %
2— 5% (1:50 bis 1:20)	5,0
5—10% (1:20 bis 1:10)	10,0
größer als 10%	15,0

Bei der Ermittlung des Regenwasserabflusses  $Q_R$  ist bei größeren Entwässerungsgebieten mit langen Hauptsammlern zu beachten, daß die Maximalabflüsse der einzelnen Nebensammler meist nicht gleichzeitig im Hauptsammler zusammentreffen. Der Gesamtabfluß im Hauptsammler ist dann geringer als die Summe der Spitzenabflüsse aus den einmündenden Nebensammlern. Dieser Vorgang wird als *Abflußminderung* bezeichnet.

Entsprechend der Höhe der Abflußminderung können die Leitungsquerschnitte verkleinert und somit die Baukosten verringert werden.

Eine *Abflußminderung* ist nur in solchen Leitungen zu erwarten, in denen die Fließzeit des Regenwassers vom Eintritt in die Leitung bis zum Untersuchungspunkt größer ist als die Dauer des Berechnungsregens bzw. des stärksten Regens der gewählten Regenreihe. Zur zahlenmäßigen Erfassung der Abflußminderung dienen hier nicht angegebene rechnerische (Zeitbeiwertverfahren) und graphische Verfahren.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> nachzulesen in Hummel „Abwasserableitung — Abwasserbehandlung“, Ingenieurtaschenbuch Bauwesen, Band III, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig 1965, und Randolf „Kanalisation und Abwasserbehandlung“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1965



## AUFGABEN

1. Welche Bedeutung hat die Regenhäufigkeit für den Bau und Betrieb einer Kanalisationsanlage?
2. Begründen Sie die Tatsache, daß in dichtbebauten Städten größere Regenwassermengen je Flächeneinheit ins Kanalsnetz gelangen als in Landgemeinden!

### 2.1.4. Bemessung und Gestaltung des Kanalisationsnetzes

#### 2.1.4.1. Hydraulische Bemessung

Aufgabe der hydraulischen Bemessung ist es, auf Grund einer durchgeführten Abflußmengenmittlung die erforderlichen Querschnittsabmessungen der einzelnen Abwasserleitungen zu bestimmen.

Grundlage einer derartigen Bemessung ist die Kontinuitätsgleichung

$$Q = v \cdot F \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Hierbei ist

$$\begin{aligned} Q &= \text{durchfließende Abwassermenge in m}^3/\text{s} \\ v &= \text{Fließgeschwindigkeit des Abwassers in m/s} \\ F &= \text{durchflossener Leitungsquerschnitt in m}^2 \end{aligned}$$

Die *Fließgeschwindigkeit*  $v$  läßt sich mittels der empirischen Fließformel von Gauckler-Mannig-Strickler berechnen:

$$v = K_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/3} \quad [\text{m/s}]$$

Es bedeuten:

$$K_{St} = \text{Rauhigkeitsbeiwert in m}^{1/3}/\text{s} \text{ (Steinzeug- und Betonrohre mit } K_{St} = 75 \text{ bis } 85)$$

$$R = \text{hydraulischer Radius} = \frac{\text{durchflossene Querschnittsfläche}}{\text{benetzter Umfang}} = \frac{F}{U}$$

$$I = \text{Drucklinien- bzw. Spiegelgefälle}$$

Genauere Ergebnisse erhält man mit Hilfe der Formeln nach Prandtl-Colebrook.<sup>1</sup> Um die Anwendung dieser etwas kompliziert aufgebauten Gleichungen zu erleichtern, sind zahlreiche Rechenhilfsmittel in Form von Tabellen<sup>2</sup> und Diagrammen<sup>3</sup> entwickelt worden.

<sup>1</sup> nachzulesen in Hummel „Abwasserableitung — Abwasserbehandlung“, Ingenieurtaschenbuch Bauwesen, Band III, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig 1965, und Randolf „Kanalisation und Abwasserbehandlung“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1965

<sup>2</sup> nachzuschlagen in „Bemessungsgrundlagen zur Erarbeitung von Aufgabenstellungen und Projekten wasserwirtschaftlicher Anlagen“, 2. Auflage, Amt für Wasserwirtschaft, Berlin 1964, und Randolf „Kanalisation und Abwasserbehandlung“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1965, sowie Schulz, „Tabellenbuch für die Berechnung von Rohrleitungen und Kanälen im Siedlungswasserbau“, VEB Verlag Technik, Berlin 1959

<sup>3</sup> Siehe auch Hummel „Abwasserableitung — Abwasserbehandlung“, Ingenieurtaschenbuch Bauwesen, Band III, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig 1965

Diese Gleichungen sind ohne zusätzliche Schwierigkeiten nur anwendbar auf Leitungsquerschnitte, die bis zum Scheitel mit abfließendem Abwasser gefüllt sind. Für den *Teilfüllungszustand*, der bei Freispiegelleitungen (das sind Leitungen, die mit Längsgefälle verlegt und drucklos durchflossen werden) meist vorliegt, lassen sich Abflußleistung, Geschwindigkeit und Teilfüllungshöhe leicht unter Verwendung von *Teilfüllungsdiagrammen*<sup>1</sup> ermitteln.

Die Durchführung der hydraulischen Bemessung erfolgt zweckmäßig in übersichtlicher Tabellenform.<sup>1</sup>

Bei der Bemessung der Schmutzwasserleitungen des Trennsystems wird der unbeabsichtigte Zustrom von Regenwasser und Grundwasser durch einen *Zuschlag* berücksichtigt, der in ungünstigen Fällen bis zu 100 % des Schmutzwasserabflusses betragen kann. Ursachen für diesen Fremdwasserzustrom können Fehlanschlüsse von Regenwasserleitungen und undichte, d. h. schlecht hergestellte Rohrverbindungen sein. Es können die in Tabelle 5 angeführten *Zuschlagswerte* verwendet werden.

Tabelle 5

*Fremdwasserzuschlag zum Schmutzwasserabfluß*

Wohndichte in Einwohner/ha	Zuschlag in l/s ha	Wohndichte in Einwohner/ha	Zuschlag in l/s ha
50—250	0,5	400—500	0,8
300—400	0,6	über 500	1,0

#### 2.1.4.2. Linienführung der Kanäle

**Oberstes Prinzip beim Bau eines Kanalisationsnetzes ist es, das Abwasser auf kürzestem Wege aus dem Wohngebiet zu entfernen und es im frischen Zustand der Kläranlage bzw. dem Verwertungsgebiet zuzuführen.**

Da das Abwasser möglichst immer im natürlichen Gefälle und nicht mittels Pumpbetrieb abgeleitet werden soll, müssen sich die *Leitungsführung* und die *Abflußrichtung* den jeweiligen örtlichen Geländebeziehungen anpassen. Die Kläranlage wird sich daher stets am *tiefsten Geländepunkt* außerhalb des Bebauungsgebiets befinden. Daneben wird die Leitungsführung und insbesondere die Dichte und Verzweigung des Netzes entscheidend durch das Straßennetz bestimmt. Jedoch werden in aufgelockerten neuzeitlichen Wohnvierteln die Abwasserkanäle auch außerhalb der Verkehrsflächen verlegt. Um ein Aufreißen der Straßendecken und die damit verbundenen Verkehrsstörungen bei Reparaturarbeiten am Rohrnetz zu vermeiden, werden bei Neuanlagen die Kanalisationsleitungen nicht mehr unter der Fahrbahn, sondern seitlich davon unter Gehwegen, Radwegen oder Grünstreifen eingebaut. Bei breiten Straßen sind dann sogar an beiden Seiten der Fahrbahn Abwasserleitungen anzulegen.

<sup>1</sup> Siehe „Bemessungsgrundlagen zur Erarbeitung von Aufgabenstellungen und Projekten wasserwirtschaftlicher Anlagen“, 2. Auflage, Amt für Wasserwirtschaft, Berlin 1964, und Hummel „Abwasserableitung — Abwasserbehandlung“, Ingenieurtaschenbuch Bauwesen, Band III, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig 1965

Alle Gefahrenstellen für eine Leitungsverstopfung, wie z. B. Einmündungen von Nebenleitungen, horizontale und vertikale Richtungswechsel der Leitung usw. sind durch Einbau von *Einsteigeschächten* zugänglich zu machen. Dabei ist die spitzwinklige Einführung einer Leitung in eine andere (siehe Abb. 2) zu vermeiden. Mit Rücksicht auf eine gute Belüftung und Wartung der Leitungsstränge sollen die einzelnen Leitungen nicht einfach mit einem Stumpfende im Boden, sondern ebenfalls in einem Einsteigeschacht beginnen.

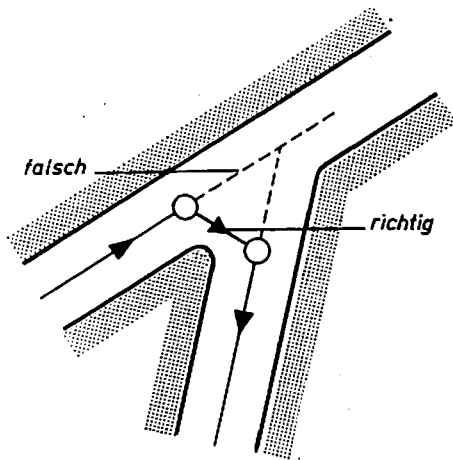


Abb. 2  
Zusammenführung von Leitungen

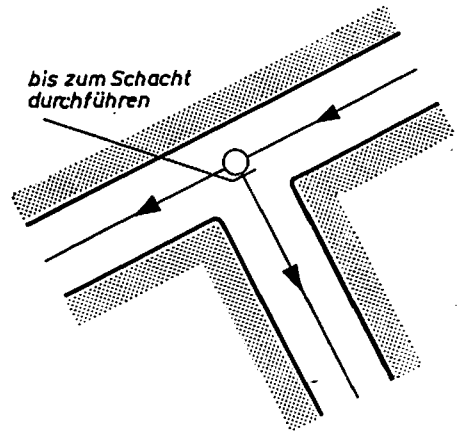


Abb. 3  
Leitungsbeginn mit Anfangsschacht

Dieser Anfangsschacht soll möglichst gleichzeitig Bestandteil einer Nachbarleitung sein (Abb. 3). Durch einen derartigen Verbund benachbarter, in verschiedener Höhenlage verlaufender Abwasserleitungen werden die Gefahr einer Überflutung von Einzelsträngen bei Verstopfung oder Starkabfluß stark vermindert und die Belüftung verbessert.

Die *Mindesttiefenlage* der Misch- und Schmutzwasserkanäle wird meist durch die Sohl-tiefen der zu entwässernden Keller bestimmt. Dabei sind außerdem der zusätzliche Höhenverbrauch für das Einbinden der Hausanschlußleitungen, verursacht durch ein Mindestgefälle von 1 bis 2%, und die Einbauhöhe der Kellereinläufe nebst Geruchverschluß zu berücksichtigen. Im Mittel kann mit einer *Mindestüberdeckung* von 1,5 bis 1,8 m gerechnet werden. Jedoch sollte auf einzelne Tiefkeller oder Tiefpunkte im Einzugsgebiet bei der Festlegung der Verlegungstiefe aus wirtschaftlichen Gründen keine Rücksicht genommen werden. Hier ist der Einbau von *Zwischenhebe- oder Überpumpstationen* meist zweckmäßiger.

Die Regenwasserleitungen des Trennsystems können dagegen unter Beachtung der Frostsicherheit höher verlegt werden. Eine *Überdeckung* von 1 bis 1,5 m ist hier meist ausreichend. Insbesondere ist diese in ebenem Gelände an den Anfangspunkten der einzelnen Leitungen so knapp wie möglich zu bemessen, damit die nachfolgenden Hauptsammler nicht zu tief in den Boden verlegt werden müssen.

Damit die Schwemmkanalisation ihre Aufgabe ordnungsgemäß erfüllt, muß das in den Leitungen abfließende Abwasser eine ausreichende *Räumkraft* (auch Schleppspannung genannt) haben. Dies läßt sich durch entsprechende Festlegung des Sohlgefälles erreichen. Für die Gefällewahl sind zwei Gesichtspunkte maßgebend:

- Ablagerungen bei zu kleiner und Verschleiß des Rohrmaterials bei zu großer Fließgeschwindigkeit müssen vermieden werden;
- Aufwand für Erdarbeiten und Baukosten für die Leitungsverlegung müssen so gering wie möglich sein; das wird erreicht, indem bei Einhaltung der Verlegungstiefe das Sohlgefälle der Leitung gleich dem Straßengefälle gewählt wird.

Das Gefälle  $I$  soll in der Regel nicht kleiner gewählt werden als der Beziehung

$$I = \frac{100}{d} [‰]$$

entspricht. Hierbei bedeuten:

$$I = \text{Sohlgefälle in } ‰$$
$$d = \text{Rohrdurchmesser in cm}$$

Die zugehörigen *Mindestfließgeschwindigkeiten*  $\min v$  liegen bei *0,6 bis 1,0 m/s*. Als *Größtwert* der Geschwindigkeit gilt bei vollgefüllten Rohren  $\max v = 2,5 \text{ m/s}$ . Bei Steinzeugrohren sowie bei Schleuderbeton- und Rüttelbetonrohren sind Geschwindigkeiten bis zu *5 m/s* vertretbar.

Während bei zu geringem Sohlgefälle Vorkehrungen für Kanalspülungen getroffen werden müssen, ist bei zu großem Gefälle die überschüssige Höhe durch den Einbau von Sohlabstürzen herabzumindern.

*Einmündungen von Nebensammlern* in den Hauptsammler dürfen nicht sohlengleich, sondern sollen *scheitelgleich* oder zumindest spiegelgleich, bezogen auf den Trockenwetterabfluß, liegen, um Rückstau und Ablagerungen zu vermeiden.

### 2.1.4.3. Rohrmaterial und Rohrverbindungen

Hinsichtlich des *Baustoffs* werden unterschieden:

- vorgefertigte Kanalisationsrohre aus Steinzeug, Stampfbeton, Schleuderbeton usw.,
- Rohre aus Ortbeton und Kanalklinkern bei größeren Profilen.

Grauguß- und Stahlrohre werden nur bei Dükern und Pumpendruckleitungen verwendet.

Steinzeugrohre werden nach TGL 9893 bis zu Nennweiten von 1200 mm und mit 1000 mm Baulänge hergestellt. Die Rohrverbindung erfolgt durch *Muffen*, die mit Teerstrick und bituminöser Vergußmasse gedichtet werden. Statt des Teerstricks kann auch ein Gummidichtungsring (siehe Abb. 4) eingelegt werden. Zum Vergießen sind Gummigießbringe zu verwenden, die nach dem Erkalten der Vergußmasse abgenommen und wiederverwendet werden.

**Steinzeugrohre zeichnen sich durch hohe Abriebfestigkeit und durch eine ausgezeichnete Beständigkeit gegenüber chemischen Einflüssen aus.**

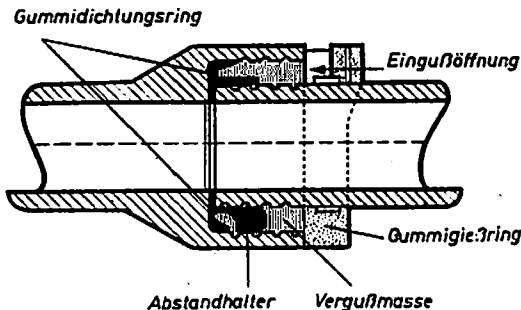


Abb. 4  
Muffendichtung  
mit aufgesetztem Gießring

Bei den billigeren Fertigbetonrohren nach TGL 9892 trifft dies nur im beschränkten Maße zu. Sie werden daher vorwiegend zur Ableitung von Regenwasser und Schmutzwässern verwendet, die eine geringere Betonaggressivität haben. Für die normale Baulänge und die maximale Nennweite gelten die gleichen Fertigungsmaße wie bei Steinzeugröhren (Nennweiten 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 und 1200 mm). Unarmierte Betonrohre werden außen kreisrund oder auch mit Fuß gefertigt. Außerdem gibt es Betonrohre mit normalem Eiprofil (Abb. 5a). Kreisprofilrohre werden entweder mit Nut-Falz oder mit Glockenmuffe hergestellt; dagegen haben Rohre mit Eiprofilen nur die Nut-Falz-Verbindung. Für die Dichtung der Nut-Falz-Verbindung wird Zementmörtel oder ein bituminöses Dichtungsband benutzt. Die Beton-Glockenmuffenrohre werden ähnlich wie die Steinzeugrohre abgedichtet.

Neben unbewehrten Betonrohren, deren Herstellung nach dem Stampf-, Schleuder- oder Vakuumverfahren erfolgt, werden in Sonderfällen (d. h. zum Abfangen von Innendruck oder höherem Außendruck) auch Stahlbeton- und Spannbetonrohre eingesetzt.

Große Hauptsammler, für die keine vorgefertigten Rohre mehr zur Verfügung stehen, werden entweder an Ort und Stelle in der Schalung betoniert (Ortbeton), aus einzelnen Betonfertigteilen (Schalenelementen) montiert oder aus Klinkersteinen gemauert. Häufig werden Ortbetonkanäle ganz oder teilweise mit Steinzeugschalen unter Verwendung eines säure- und abriebfesten Spezialmörtels ausgekleidet.

Hinsichtlich der Querschnittsform werden neben einigen Sonderprofilen in der Kanalisationstechnik vorwiegend verwendet:

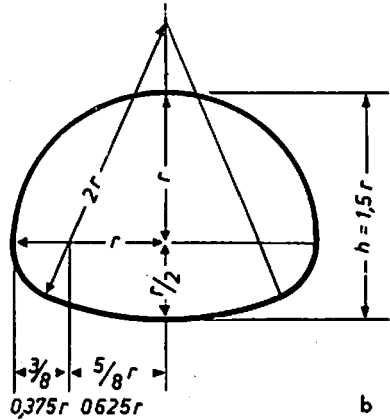
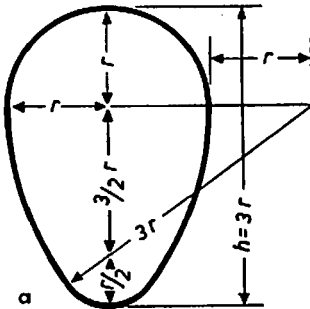
- das Kreisprofil,
- das normale Eiprofil und
- das normale Maulprofil.

Das Kreisprofil ist in bezug auf seine hydraulischen Eigenschaften besonders günstig bei Vollfüllung des Profils und konstantem Abfluß. Diesen Bedingungen entsprechen weitestgehend die Verhältnisse in den Leitungen des Trennsystems. Auch für Düker und Pumpendruckleitungen werden aus statischen Gründen ausschließlich Kreisprofilrohre verwendet. Der zulässige Mindestdurchmesser beträgt für alle Entwässerungsleitungen mit Ausnahme der Hausanschlußleitungen 200 mm.

Im Gegensatz zum Kreisprofil ist das Eiprofil besonders vorteilhaft, wenn stark schwankende Wassermengen abgeleitet werden sollen (Mischsystem). Infolge der schmalen Sohle sind die Fülltiefe und die Fließgeschwindigkeit bei Trockenwetterabfluß größer und damit die Ablagerungsgefahr geringer. Auch sind Eiprofile bei hohen Auflasten statisch vorteilhafter. Normale Eiprofile haben ein Verhältnis Breite zu Höhe wie 2:3.

Abb. 5  
Rohrprofile

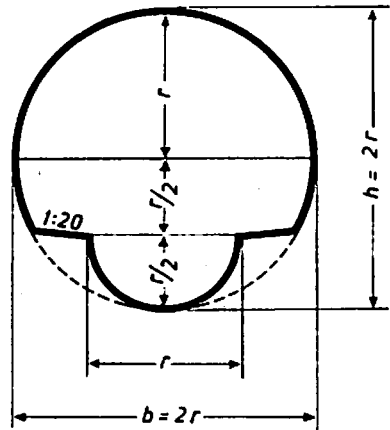
a h o ales Eiprofil  
b M lprofil



*Maulprofile* (siehe Abb. 5b) sind immer dann vorzusehen, wenn die Einbauhöhe infolge hohen Grundwasserstandes, schlechter Vorflut usw. begrenzt werden muß. Bei ihnen beträgt in der Normalausführung das Verhältnis Breite zu Höhe 2:1,5.

Große Mischsystemsammler erhalten oft eine seitlich oder mittig in die Sohle eingelassene *Niedrigwasserrinne* (Abb. 6), um die hydraulischen Abflußbedingungen zu verbessern. Damit der Seitensteg für Kontrollzwecke begehrbar ist, muß die Rinne den Trockenwetterabfluß ohne Überspülung aufnehmen können.

Abb. 6  
Mischsystemsammler  
mit Niedrigwasserrinne

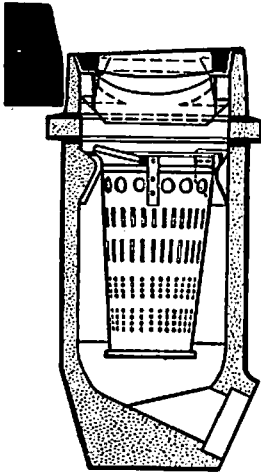


#### 2.1.4.4. Bauwerke im Kanalisationsnetz

Je nach Größe und System des Entwässerungsnetzes und in Abhängigkeit von der örtlichen Situation werden neben den Abwasserleitungen zahlreiche Bauwerke benötigt. Hierzu gehören hauptsächlich:

- Straßenabläufe
- Einsteigeschächte
- Absturzbauwerke
- Regenüberläufe
- Regenwasseraufhaltebecken
- Düker und
- Abwasserpumpwerke

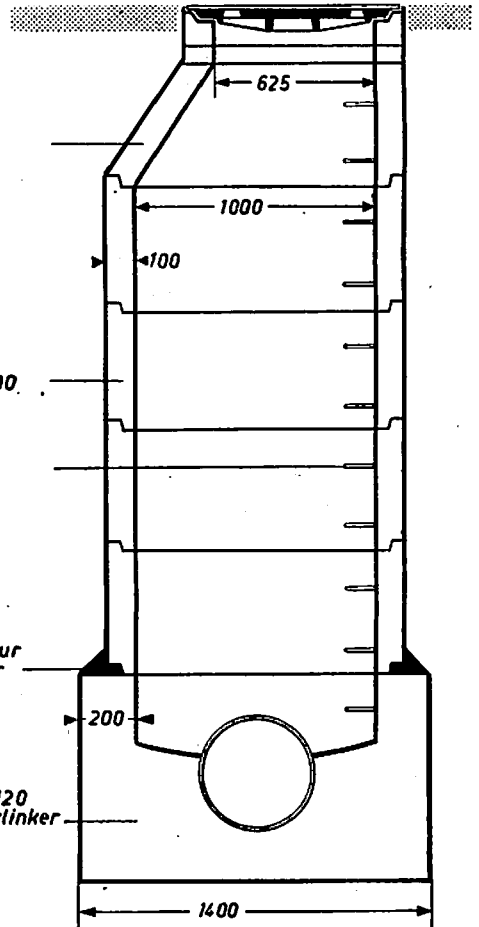
**Straßenabläufe** zur Aufnahme des in den Bordsteinrinnen abfließenden Regenwassers werden in der Regel in Abständen bis zu 40 m angelegt. Auf einen Straßenablauf sollen etwa 400 bis 500 m<sup>2</sup> zu entwässernde Straßenfläche entfallen. Abbildung 7 zeigt einen Straßenablauf mit Bodenauslaß und Schlammweimer. Bei guten Abflußbedingungen im nachfolgenden Kanalabschnitt kann auf den Schlammweimer verzichtet und damit der Wartungsaufwand durch Wegfall der regelmäßigen Eimerentleerung erheblich verringert werden.



**Aufsatz**

**Abb. 7**  
Straßenablauf mit Bodenauslaß  
und Fangeimer

Schachthals  
1000×625



Schachtringe  
1000×500  
oder 1000×1000

Steigeisen

Betonwulste zur  
Sicherung der  
Schachtringe

Ortsbeton B 120  
oder Schachtklinker

**Abb. 8**  
Einsteigeschacht  
aus Betonfertigteilen

Einsteigeschächte dienen zur Kontrolle, Wartung und Belüftung der unterirdischen Leitungen.

Einsteigeschächte werden an allen horizontalen und vertikalen Richtungswechseln, an Punkten mit Querschnittsänderung, am Leitungsanfang, an Einmündungen von Nebenleitungen und in geraden Strecken alle 50 bis 60 m angebracht.

In begehbaren Leitungen (ab Kreisprofil NW 1000 mm bzw. ab Eiprofil  $700 \times 1050$  mm) können die Schachtabstände auf 80 bis 100 m erweitert werden. Einsteigeschächte werden aus Klinkermauerwerk (besonders bei sehr aggressivem Abwasser) oder aus Betonfertigteilen nach TGL 9386 hergestellt. In Abbildung 8 ist ein Schacht aus Betonringen von 1 m lichter Weite mit aufgesetztem, einseitig kegelförmigem Schachthals dargestellt. Die Einstiegsöffnung, die mindestens 600 mm Schlupfweite aufweisen soll, wird durch eingelochte Schachtabdeckung aus Grauguß abgeschlossen. Damit sich auf der Schachtsohle keine Sinkstoffe ablagern, ist die unterbrochene Leitung als offene Rinne mit zügiger Linienführung in Ortheton zu formen. Die Steigeisen werden an der senkrechten Seite des konischen Schachthalses nach unten geführt.

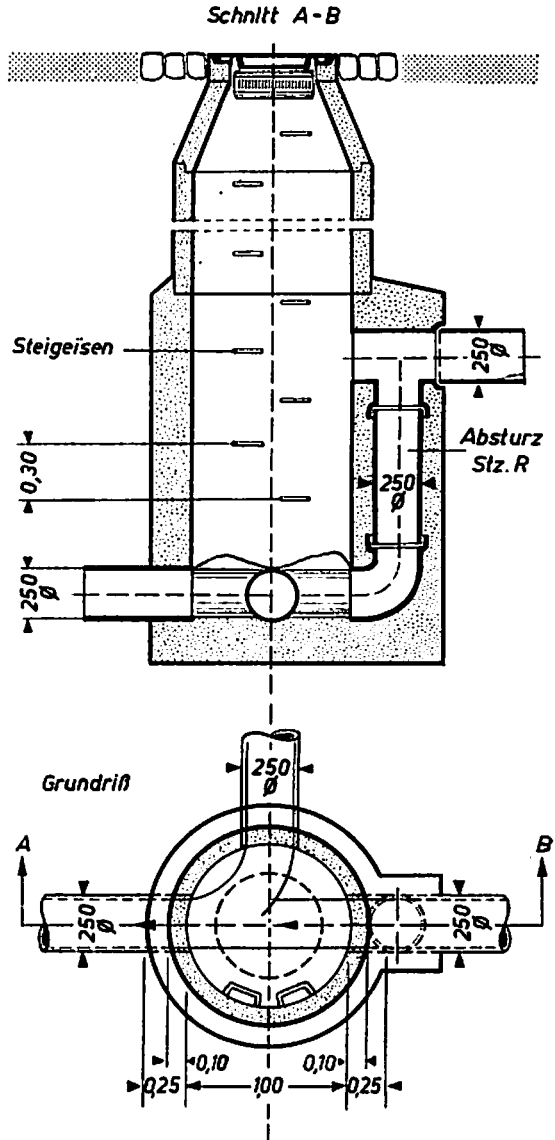


Abb. 9 Absturzschacht mit Fallrohr

Absturzbauwerke werden angeordnet, wenn das Straßengefälle größer als das maximal zulässige Leitungsfälle ist oder wenn Leitungen in verschiedener Höhenlage zusammengeführt werden. Über eine Absturzhöhe von 1,5 bis 2 m sollte nicht hinausgegangen werden.

Abbildung 9 zeigt einen Absturzschacht mit einer als Fallrohr ausgebildeten Umlaufleitung. Dadurch wird bei normalen Abflusssmengen das Betriebspersonal beim Einstieg in den Schacht vor dem herabstürzenden Abwasser geschützt. Erst bei stärkeren Abflüssen (z. B. bei Regenwetter) fließt das zufließende Wasser über das Fallrohr hinweg und stürzt frei in den Schacht.



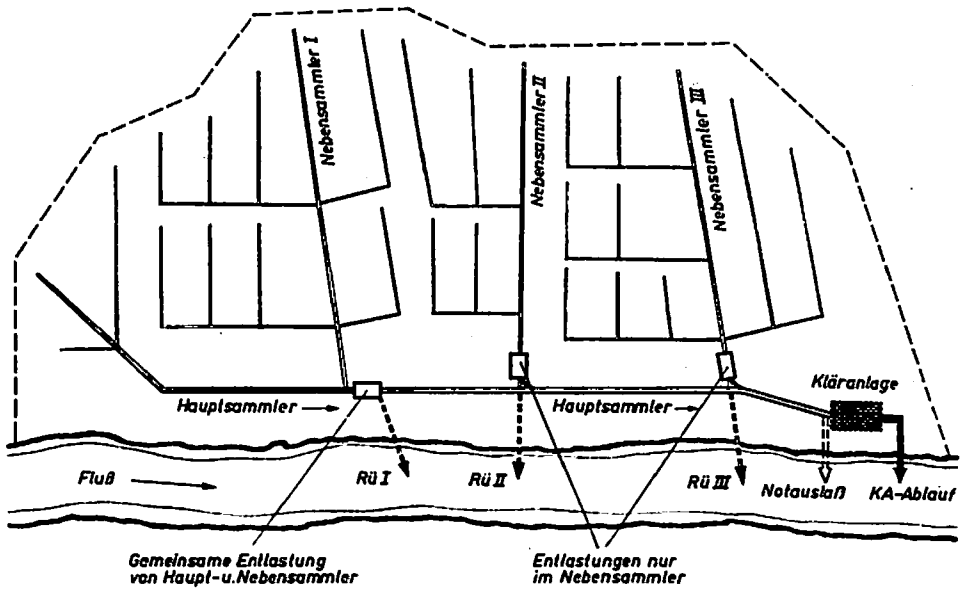
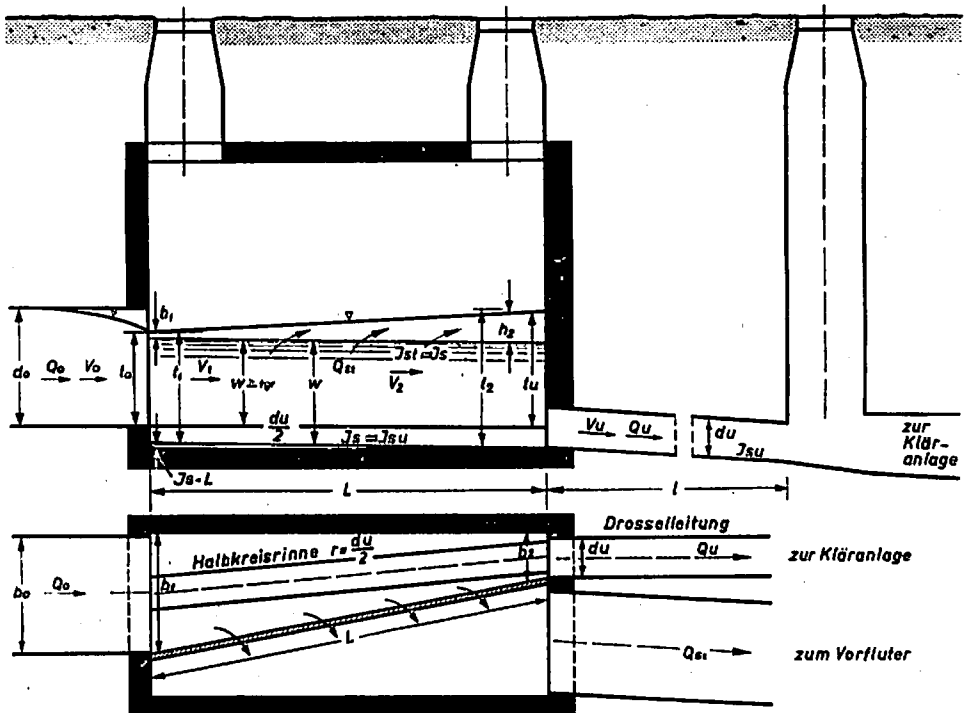


Abb. 10 Anordnung von Regenüberläufen in einer Mischkanalisation

Abb. 11 Regenüberlauf mit hochgezogenem Streichwehr und Drosselleitung



Regenüberläufe werden nur im Mischsystemnetz benötigt und haben die Aufgabe, die Sammler bei Starkregen von einem großen Teil des ankommenden Regenwassers zu entlasten. Bei den nachfolgenden Sammlern lassen sich dadurch unwirtschaftlich große Leitungsquerschnitte vermeiden, und auch die Kläranlage bzw. das Verwertungsgebiet brauchen nicht für den gesamten Regenwasserabfluß bemessen zu werden.

Regenüberläufe müssen in unmittelbarer Nähe von leistungsfähigen Vorflutern liegen, um den abgeworfenen Mischwasseranteil mittels kurzer *Stichleitungen* aus dem Kanalisationsnetz entfernen zu können (Abb. 10).

Das für die Regenüberlaufbemessung erforderliche *Mischungsverhältnis*, bei dessen Überschreitung der Regenüberlauf selbständig anspringen soll, wird grundsätzlich im wasserwirtschaftlichen Gutachten der zuständigen Wasserwirtschaftsdirektion in Verbindung mit den Dienststellen der Hygiene festgelegt. Entscheidend für diese Festlegung ist die *Wasserbeschaffenheit* und die *Wasserführung* des jeweiligen Vorfluters.

Die Bemessung und Ausbildung der Überläufe ist nach dem verbindlichen Typenprojekt „Regenüberfallbauwerke“ durchzuführen. Der Regenüberlauf hat hierbei die Form eines *Streichwehres* mit hochgezogener Wehrschwelle (Abb. 11) und ist in einer rechteckigen unterirdischen Kammer untergebracht.

Die zur Kläranlage weiterführende Sammlerleitung wird in einem Teilabschnitt als *Drosselleitung* ausgebildet. Ihre Aufgabe ist es, eine derartige Aufstauhöhe des ankommenden Wassers in der Streichwehrekammer zu erzeugen, daß an jeder Stelle die sogenannte Grenztiefe (das ist die Tiefe am Übergang vom schießenden zum strömenden Abflußzustand) überschritten wird. Gleichzeitig wird durch den Rückstau der Drosselleitung ein Teil des Leitungsvolumens als Speicherraum nutzbar gemacht und damit der Anspringszeitpunkt des Regenüberlaufs hinausgezögert. Ein großer Teil des bei Regenbeginn abgespülten Straßenschmutzes und der in den Leitungen aufgewirbelten Schlammablagerungen wird so vom Abfließen in den Vorfluter zurückgehalten und gelangt statt dessen in die Kläranlage.

Regenwasseraufhaltebecken haben die Aufgabe, bei Starkregen die in der Mischsystemkanalisation oder die im Regenwassernetz der Trennsystementwässerung abfließenden Wassermengen vorübergehend zu speichern und verlangsamt weiterfließen zu lassen. Infolge der dadurch erzielten Abflachung der Abflußspitzen können die Abmessungen der nachfolgenden Sammler und Pumpanlagen kleiner gehalten werden.

Während im unbebauten Gelände (Grünanlagen) und bei Trennentwässerung meist offene Becken mit Erdböschungen genügen, müssen bei *Mischentwässerung* und in *bebauten Gebieten* aus hygienischen und ästhetischen Gründen meist überdeckte, d. h. *unterirdische Becken* gebaut werden (Abb. 12). Die Beckensohle muß so viel Gefälle erhalten, daß sich das nach Regenende wieder leerlaufende Becken von allein entschlammt.<sup>1</sup>

Ein Düker ist vorzusehen, wenn eine Gefälleleitung ein Hindernis (z. B. Wasserlauf, Verkehrsweg, Bauwerk oder Geländeeinschnitt) unterführen muß.

<sup>1</sup> Bemessungshinweise können nachgelesen werden in: „Bemessungsgrundlagen zur Bearbeitung von Aufgabenstellungen und Projekten wasserwirtschaftlicher Anlagen“, 2. Auflage, Amt für Wasserwirtschaft, Berlin 1964, und Hummel „Abwasserableitung — Abwasserbehandlung“, Ingenieurtaschenbuch Bauwesen, Band III, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig 1965

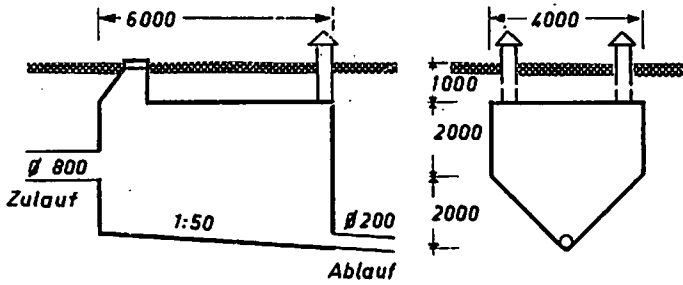


Abb. 12  
Überdecktes  
Regenwasseraufhalte-  
becken

Infolge des hohen Wartungsaufwandes (Beseitigung von Ablagerungen) sind jedoch vor der endgültigen Wahl eines Dükers alle anderen Lösungsmöglichkeiten noch einmal sorgfältig zu überprüfen.

Bei der *Mischsystemkanalisation* sind mindestens zwei Dükerrohre (für den Trockenwetter- und für den Regenwetterabfluß) nebeneinander zu verlegen.

Durch den Einbau einer *Wehrschwelle* im Dükereinflaßbauwerk wird erreicht, daß das Regenwasserdükerrohr erst nach Überschreiten einer bestimmten Zuflußmenge durchfließen wird. Um Ablagerungen von Sinkstoffen zu vermeiden, ist eine flache Neigung des aufsteigenden Dükerschenkels (Abb. 13a) zweckmäßig. Nur bei Platzmangel sollte ein senkrechter Auslaufschenkel errichtet werden (Abb. 13b). Ein regelmäßiges Entfernen der Sinkstoffe aus dem senkrechten Auslauf ist hier unumgänglich.

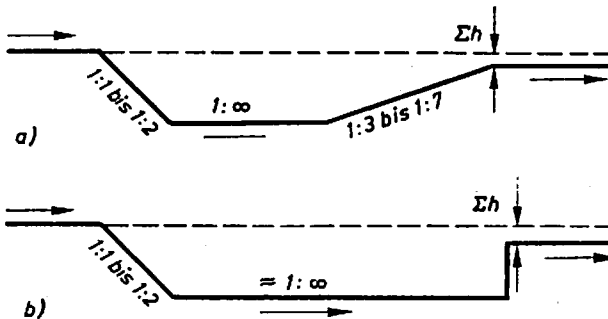


Abb. 13  
Mögliche Dükerformen

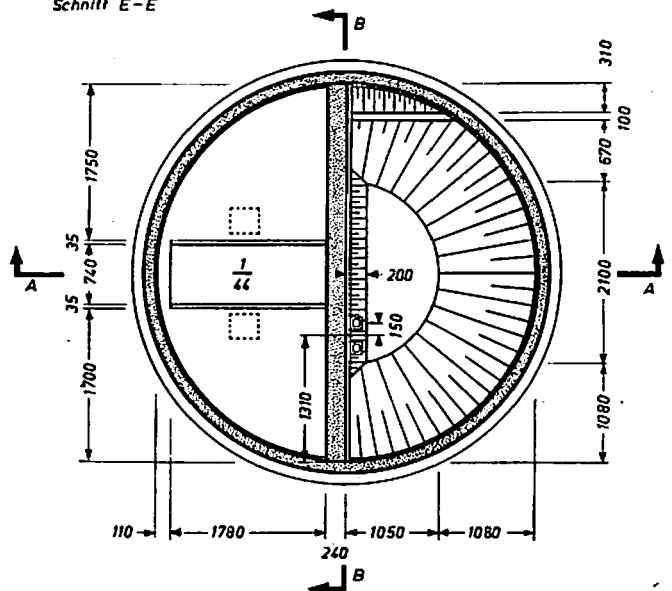
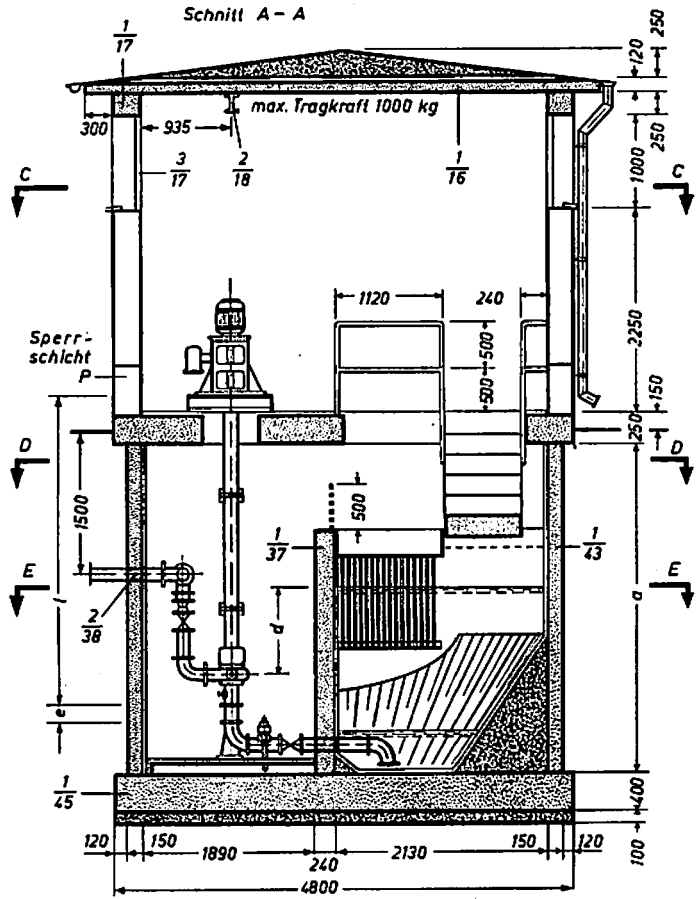
Am Ein- und Auslauf des Dükers sind *Einsteigeschächte* mit den erforderlichen Betriebs-einrichtungen, wie Grobrechen, Spülschutz und Dammbalkenverschlüssen für Reinigungsarbeiten, anzuordnen. Damit die Fließwiderstände überwunden werden, muß der *Auslaufwasserspiegel* um einen bestimmten Betrag *unter* dem Einlaufwasserspiegel liegen.

Abwasserpumpwerke sind erforderlich, um das Abwasser aus tiefliegenden Sammlern in höher liegende Sammler, in die Kläranlage oder in den Vorfluter zu fördern. Je nach dem gewählten Entwässerungsverfahren werden unterschieden:

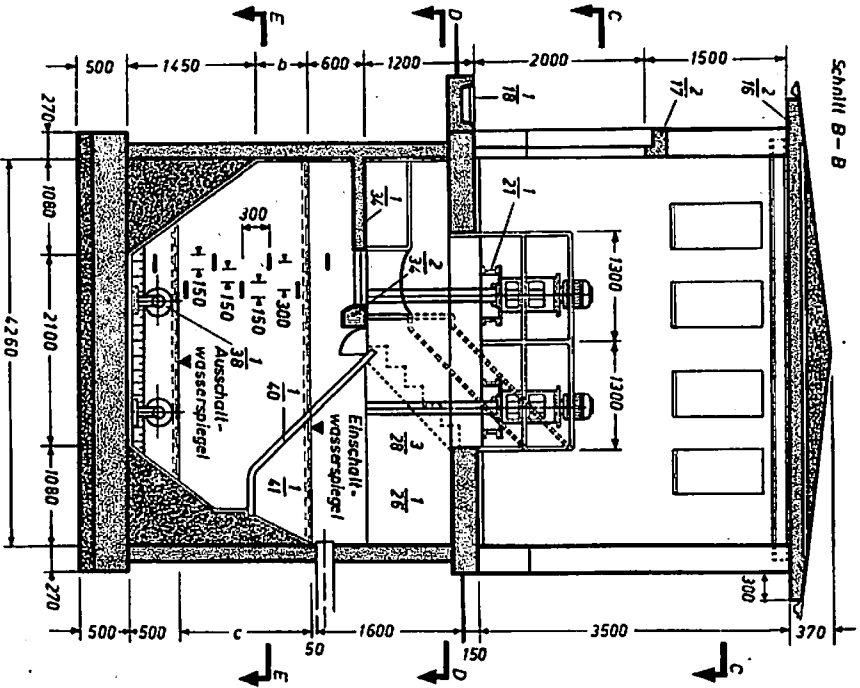
- Mischwasserpumpwerke
- Schmutzwasserpumpwerke
- Regenwasserpumpwerke

Die Ausführung wird nach verbindlichen Typenprojekten vorgenommen. In Abbildung 14 ist das Typenprojekt für ein *Schmutzwasserpumpwerk* veranschaulicht.

Abb. 14  
 Typenprojekt  
 Schmutzwasserpump-  
 werk mit vertikalen  
 Kreiselpumpen



Schnitt B-B



Schnitt D-D

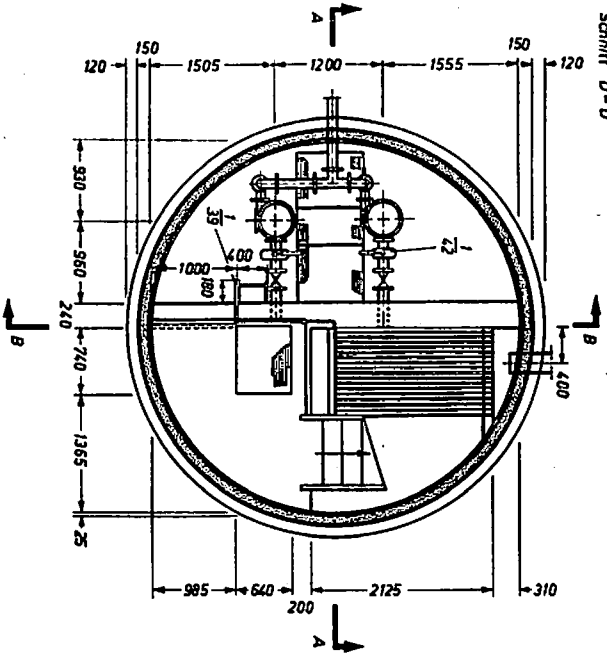


Abb. 14  
 Typenprojekt  
 Schmutzwasserpump-  
 werk mit vertikalen  
 Kreiselpumpen

Da das Fördermedium aus ungereinigtem Abwasser besteht, müssen die verwendeten Kreiselpumpen so gebaut sein, daß neben Sand auch faserige und sperrige Stoffe gefördert werden können. Sogenannte *Dickstoffpumpen* bzw. *Kanalrad- oder Schlauchradpumpen* sind für diesen Zweck besonders geeignet. Nachteilig ist, daß diese Pumpenarten nicht selbstansaugend arbeiten. Das Abwasser muß daher beim Einschaltwasserstand der Pumpe an der Ansaugseite von allein zufließen können, oder es müssen vor Inbetriebnahme der Abwasserpumpe erst deren Gehäuse sowie die Saugleitung mittels einer besonderen Vakuumpumpe entlüftet werden.

Für den automatischen Pumpwerkbetrieb ist jedoch der freie Abwasserzulauf zum Pumpengehäuse am betriebssichersten.

Dazu ist es erforderlich, daß die Pumpe unter dem zulaufseitigen Wasserspiegel aufgestellt wird (siehe Abb. 14). Um Raum für die Pumpe einzusparen und um den Elektromotor übersflutungssicher aufstellen zu können, werden meist *Kreiselpumpen* mit vertikaler Welle verwendet. Zur Erleichterung der Pumpenwartung sollte jedoch auch hier möglichst immer die *Trockenaufstellung* bevorzugt werden, die sich bei Kreiselpumpen mit horizontaler Welle zwangsläufig ergibt. Dies bedeutet, daß der Pumpenraum vom Sammelraum durch eine Wand getrennt ist.

Baustatisch günstige Grundrißformen für derartige Pumpwerke zeigt Abbildung 15. Ein *Sammelraum* wird benötigt, um das häufige Ein- und Abschalten der Pumpen bei schwankendem Abwasserzufluß auf die für die Aggregate zulässige Schaltzahl (etwa 3 bis 5 Schaltungen je Stunde) zu reduzieren.

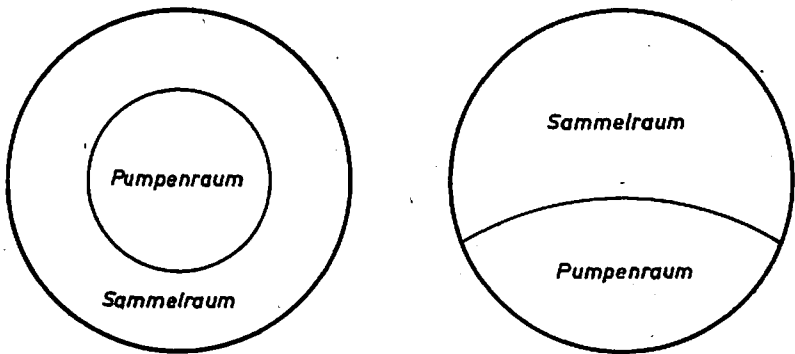
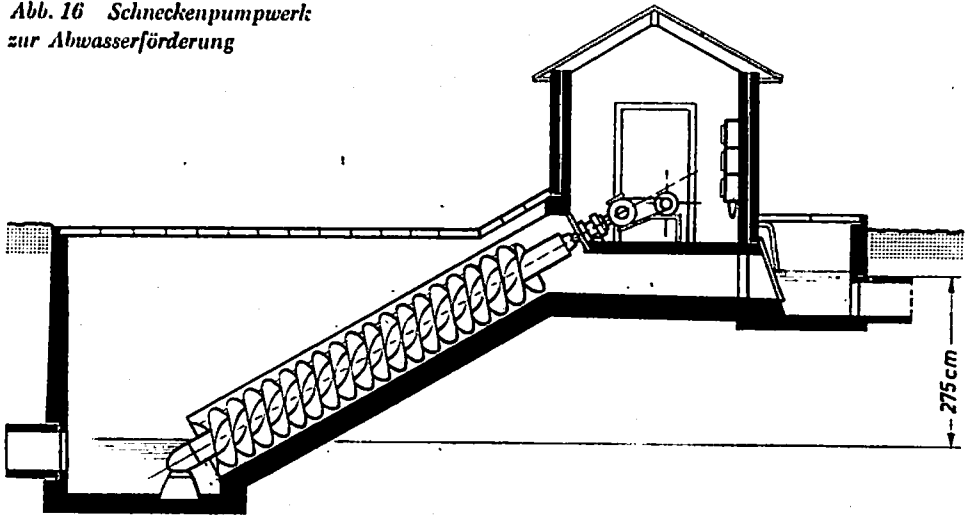


Abb. 15 Statisch günstige Grundrißformen von Abwasserpumpwerken

Zur weiteren Ausrüstung derartiger Pumpwerke gehören hand- oder maschinell betriebene *Rechen* vor dem Pumpeneinlauf (im Typenprojekt z. B. ein Radialrechen mit Hammerzerkleinerer), automatische, wasserstandabhängige *Schaltvorrichtungen*, ein *Durchflußmengemesser* und mindestens eine *Reservepumpe*.

Für die drucklose Überwindung kleinerer Förderhöhen gewinnen zunehmend schrägliegende *Schneckenpumpen* (Abb. 16) an Bedeutung. Ihr besonderer Vorzug ist die Unempfindlichkeit sogar gegenüber festen und sperrigen Abwasserinhaltsstoffen. Die Vorschaltung eines Rechens kann daher entfallen.

Abb. 16 Schneckenpumpwerk zur Abwasserförderung



## AUFGABEN

1. Wodurch unterscheidet sich der Begriff „hydraulischer Radius“ vom Kreisradius?
2. Beurteilen Sie die Einsatzfähigkeit von Steinzeug- und Betonrohren in Kanalisationsanlagen!
3. Nennen und begründen Sie geeignete Aufstellungsarten für Abwasserpumpen!

### 2.1.5. Bau und Betrieb des Kanalisationsnetzes

#### 2.1.5.1. Herstellung und Verbau der Rohrgräben

Bei Rohrleitungen, die in Gräben verlegt werden, nimmt die *Erddruckbelastung* nicht nur mit der Verlegungstiefe, sondern in noch viel stärkerem Maße mit der Grabenbreite zu. Um Rohrbrüche zu vermeiden und um Kosten für teure bauliche Schutzmaßnahmen (z. B. Betonummantelung der Leitungen) einzusparen, ist der Graben im unteren Teil nicht breiter als für die Rohrverlegungsarbeiten unbedingt erforderlich auszubilden. Hinweise hierfür enthalten die TGL 11482, Blatt 1, und die Arbeitsschutzanordnung (ASAO) 631/2.

In Straßen mit wenig Verkehr und außerhalb des bebauten Gebiets sollten möglichst immer *geböschte Rohrgräben* ausgehoben werden. Die erforderliche Böschungsneigung ergibt sich aus der Bodenart.

Wenn aus Platzgründen keine Böschungen angelegt werden können, sind *Rohrgräben mit senkrechten Wänden* auszuheben. Das Aushubmaterial ist derart seitlich abzulagern, daß unmittelbar neben dem Grabenrand ein beidseitiger Arbeitsstreifen von mindestens 0,60 m Breite frei bleibt. Für den Grabenaushub sind Universalbagger, Grabenbagger, Grabenfräsen, Mehrzweckgeräte und Grabeneimerkettenbagger geeignet.

**Besondere Sorgfalt erfordert hierbei die Einhaltung der festgelegten Sohl-tiefe. Ein Tieferbaggern ist unbedingt zu vermeiden.**

Bei nur geringem Grundwasserandrang zum Rohrgraben genügt eine *offene Wasserhaltung*, um die Baugrube trocken zu legen. Hierzu werden in vorher berechnetem Abstand Pumpensümpfe seitlich der Rohrgrabensohle ausgehoben und diese mittels Kreisel- oder Diaphragmapumpen entwässert.

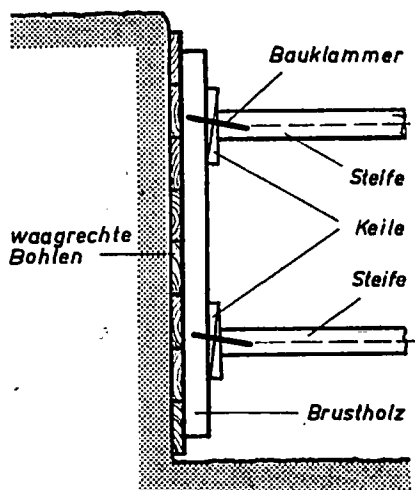
Zum Schutz der Grabensohle gegen Bodenauswaschung ist gegebenenfalls längs der gesamten Sohle eine grobe Schotter- oder Kiesschicht aufzubringen oder unter der Grabensohle eine Dränleitung zu verlegen.

Bei höheren Grundwasserständen muß dagegen meist eine *geschlossene Wasserhaltung* errichtet werden. Die dazu erforderlichen *Füllerrohrbrunnen* werden als Brunnenreihe parallel zum Rohrgraben angeordnet. Mittels Pumpbetrieb läßt sich dann der Grundwasserspiegel unter die Rohrgrabensohle absenken. Hierbei sind die Hinweise in TGL 112-0677 und TGL 118-0103 zu beachten.

Weiterhin müssen gemäß ASAO 631/2 alle senkrechten Leitungsgräben, soweit sie sich nicht im Fels oder in ähnlich standfestem Boden befinden, bei Aushubtiefen über 1,25 m sachgemäß verbaut werden. Der *Verbau* muß gleichlaufend mit der Vertiefung der Gräben erfolgen. Die wichtigsten herkömmlichen *Verbauarten* sind:

- der waagerechte Verbau
- der lotrechte Verbau

Abb. 17  
Waagerechter Grabenverbau



Der waagerechte Verbau (Abb. 17) ist vorwiegend für die Grabenaussteifung bei standfestem Boden geeignet. Je nach Standfestigkeit des Bodens läuft der Grabenaushub um die Tiefe von 1 bis 4 Bohlenbreiten voraus. Danach werden die waagerechten Bohlen eingezogen und mit Brusthölzern und dazwischen gesetzten Holzsteifen gegeneinander verspannt. Statt Holzsteifen können auch stählerne Teleskopsteifen oder Spindelspreizen verwendet werden. Folgende Maße haben sich im Grabenverbau als zweckmäßig erwiesen:

Bohlen	4,5 bis 6 cm dick, 25 bis 30 cm breit, 450 cm lang,
Brusthölzer	8×16 bis 18×20 cm im Querschnitt, 200 cm lang,
Steifen	je nach Länge 10 bis 18 cm Durchmesser.



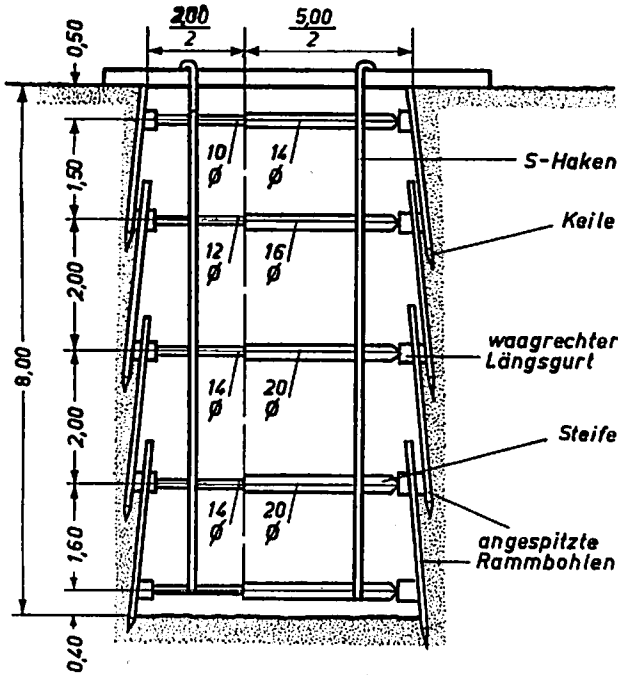


Abb. 18  
Lotrechter Grabenverbau  
in mehreren Teilabschnitten  
übereinander

Grabenwände in sehr losem, rolligem Boden, die nicht einmal auf die Tiefe einer Bohlenbreite standfest sind, müssen durch einen lotrechten Verbau gesichert werden. Dabei werden die unten einseitig angespitzten Bohlen senkrecht in die Erde gerammt und durch waagerechte, den Bohlen als Führung dienende Längsgurte in Verbindung mit Rundholzsteifen verspannt. Ausgeschachtet wird stetig nach dem weiteren Einrammen der Bohlen. Bei Gräbentiefen über 3 bis 4 m werden mehrere Bohlenwände von 2 bis 2,5 m Tiefe gestaffelt und – leicht schräg nach außen geneigt – untereinander angeordnet (Abb. 18). Durch den Einbau von S-Haken zwischen übereinanderliegenden Steifen läßt sich verhindern, daß die Längsgurte beim Einrammen der Bohlen mitgezogen werden. Statt der Holzbohlen können auch stählerne *Kanaldielen* oder – bei starkem Grundwasserandrang – sogar abdichtende *Spundwandbohlen* verwendet werden.

Im Gegensatz zur Handausschachtung müssen beim Einsatz moderner Grabenbagger auf Grund ihrer Arbeitsweise und der Forderung nach ihrer intensiven Nutzung *senkrechte Rohrgräben* – ungehindert durch Aussteifungen – in einem Arbeitsgang bis zur endgültigen Tiefe ausgehoben werden. Da jedoch nach der ASAO 631/2 ungesicherte Rohrgräben mit senkrechten Wänden von mehr als 1,25 m Tiefe grundsätzlich nicht betreten werden dürfen, sind zum gefahrlosen nachträglichen Verbau solcher Gräben sogenannte *Verbaugeräte* einzusetzen. Dies sind rahmensteife, erddrucksichere Hilfskonstruktionen, die entweder vom Bagger oder Kran in den ausgehobenen Graben gesetzt werden und in deren Schutz dann erst die Tiefbauarbeiter die Verbauhölzer einbauen (Abb. 19). Diese Hilfskonstruktionen können auch schon außerhalb des Grabens beidseitig mit den Verbaubohlen bestückt werden (Abb. 20).

Abb. 19  
Arbeitsweise  
des Verbaugerüts  
„System Lammers“

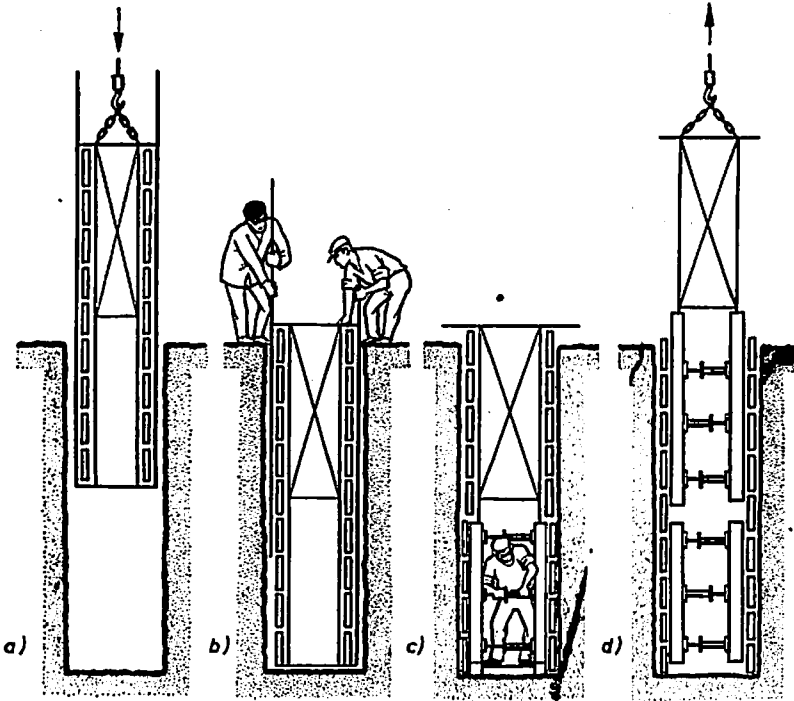
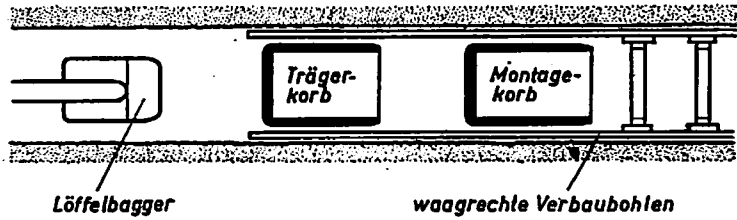


Abb. 20 Arbeitsweise des Verbaugerütes „System Heidbreder“

- a der mit Verbaubohlen bestückte Rahmen wird in den Graben eingesetzt
- b die Stangen zum Halten der Bohlen werden gezogen
- c die Bohlen werden im Schutz des Rahmens versteift
- d der leere Rahmen wird gezogen, um neu mit Bohlen bestückt zu werden

Voraussetzung für den Einsatz dieser Geräte ist, daß die Grabenwände wenigstens bis zum Einbringen der Hilfskonstruktionen und der Verbaubohlen standfest bleiben.

#### 2.1.5.2. Rohrverlegung und Grabenverfüllung

Kleinere Rohre werden von Hand, größere Rohre dagegen mittels Dreibock, Portalkran, Autokran oder Bagger in den Graben abgelassen und verlegt. Damit das projektierte Gefälle und die Achsrichtung auch eingehalten werden, ist jedes einzelne Rohr mittels

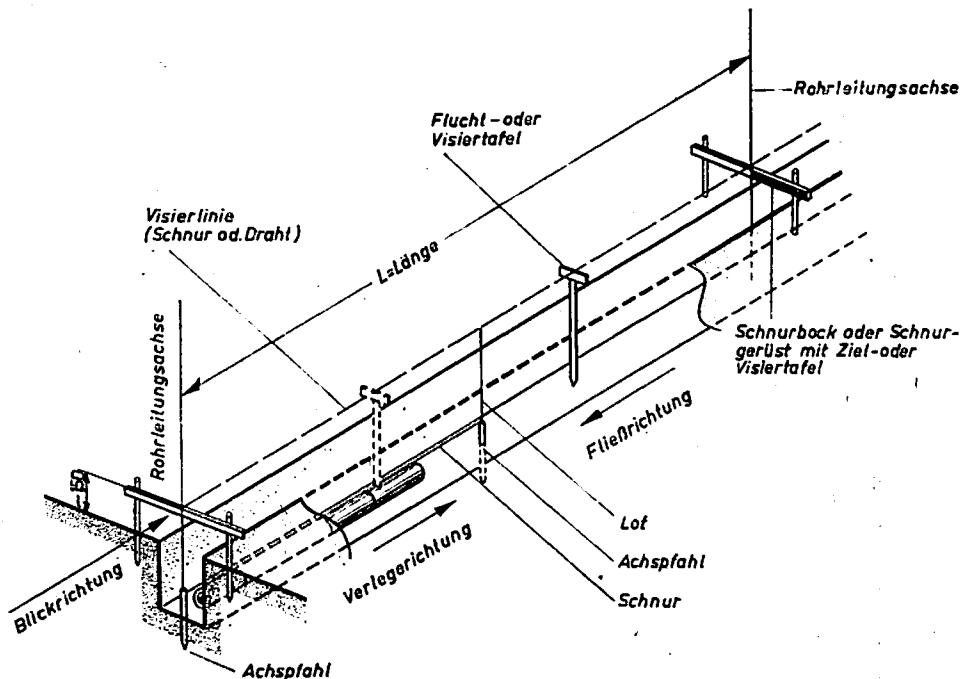


Abb. 21 Einmessen der Rohre bei der Verlegung

Visiergerüsten und Visiertafeln genau einzumessen (Abb. 21). Um auftretendes Grund- und Regenwasser leichter abfließen zu lassen, werden die Rohre von unten nach oben verlegt, wobei die Muffe immer bergauf liegt. Die Rohre müssen auf ihrer ganzen Länge satt aufliegen. Im Bereich der Muffen sind daher ausreichende Sohlvertiefungen vorzusehen.

**Auf keinen Fall dürfen Höhendifferenzen durch Unterlegen von Steinen ausgeglichen werden. Auch darf die Grabensohle beim Rohrverlegen nicht gefroren, aufgeweicht oder aufgelockert sein.**

Da die *Rohrlagerungsart* die Tragfähigkeit entscheidend beeinflusst, sind die Hinweise in TGL 92-020 streng einzuhalten. Danach können die Rohre je nach der Auflast im Sand-Kiesbett, im Betonbett oder mit Betonummantelung verlegt werden.

Nach Fertigstellung der Freispiegelleitung ist die *Dichtheit* der ausgeführten Rohrverbindungen durch eine Druckprüfung mit einem Prüfdruck bis zu 5 m, jedoch nicht unter 3 m Wassersäule zu überprüfen (TGL 92-045). Um Lageveränderungen zu vermeiden, ist dabei die Leitung mit Ausnahme der Verbindungsstellen bis knapp unter den Scheitel mit Bodenmaterial anzudecken.

Bei der Grabenverfüllung müssen die Rohre bis 30 cm über Rohrscheitel in Lagen von maximal 15 cm mit steinfreien, verdichtungsfähigen Erdstoffen umhüllt werden. Die Verdichtung ist gleichmäßig beidseitig des Rohres mit Holzstampfern oder leichten Verdichtungsgeräten vorzunehmen. Der Einsatz maschineller Verdichtungsgeräte ist erst in einem bestimmten Abstand über Rohrscheitel, der der Tiefenwirkung des Geräts plus 30 cm entspricht, zulässig.

**Das Einspülen oder Einsumpfen von Erdstoffen ist untersagt. Ebenfalls darf kein gefrorenes Material eingebracht werden.**

Das restliche Verfüllen des Rohrgrabens wird in Abschnitten vorgenommen, die der Verdichtungstiefe des eingesetzten Gerätes entsprechen. Gleichlaufend mit dem lageweisen Einbringen und Verdichten der Erde ist die Grube allmählich zu versteifen.

### 2.1.5.3. Betrieb der Kanalisation

**Das Leitungsnetz muß regelmäßig kontrolliert werden, um Rohrbrüche, Sinkstoffablagerungen und sonstige Schäden rechtzeitig erkennen und beseitigen zu können.**

Durch Kanalspiegel, eingeführte Foto- oder Fernskameras läßt sich der innere Zustand der Leitungen auch vom Straßenbereich aus überprüfen. Macht sich ein Einstieg in die Schächte und Kanäle erforderlich, sind die Schutzbestimmungen der ASAO 144 genauestens zu befolgen.

Zum Betrieb der Kanalisation gehört weiterhin die *ständige Überwachung* der zum Schutz der Leitungen am Abwasseranfallort gegebenenfalls vorzusehenden Anlagen zur Neutralisation, Entgiftung, Fett- und Benzinabscheidung usw.

Eine weitere wichtige Betriebsaufgabe ist die *regelmäßige Reinigung* solcher Leitungsabschnitte, die infolge unzureichender Gefällsverhältnisse zu Sinkstoffablagerungen neigen. Derartige Ablagerungen lassen sich entweder mechanisch mittels *Kanalwinden* oder hydraulisch mittels *Spülschwall* bzw. auch *Druckwasser* beseitigen.

Für das Durchziehen der mechanischen Reinigungsgeräte, wie Bürsten, Wurzelschneidern, Gummischieben, Rohrschabern, Eimern usw., werden Hand- oder Motorwinden benötigt.

Bei der *hydraulischen Reinigung* wird durch Aufstau des Abwassers oder Zugabe von Reinwasser und plötzliches Öffnen des Stauverschlusses ein Spülschwall erzeugt. Ein wandernder Stau wird durch Einsetzen von Stau- oder Schwimmkörpern in die Abwasserleitung hervorgerufen. Während der erzeugte Staudruck das Gerät in der Fließrichtung vorwärtsschiebt, werden die Sinkstoffablagerungen durch den unter dem Gerät austretenden Spülstrahl aufgewirbelt.

Als Ersatz für Spülbälle haben sich z. B. bei der Dückerreinigung auch Eiskugeln bewährt, deren Vorzug darin besteht, daß sie beim Steckenbleiben allmählich auftauen.

Zur Beseitigung festerer Ablagerungen läßt sich auch die *Hochdruckspülung* verwenden, bei der ein Schlauch nebst Spülkopf in die Leitung eingeführt wird. Das aus dem Spülkopf schräg nach hinten mit hohem Druck austretende Reinwasser beseitigt die Ablagerungen und treibt gleichzeitig die Spüleinrichtung vorwärts.

## AUFGABEN

1. Ermitteln Sie die erforderlichen Maßnahmen (Böschungsneigung, Verbau, Grundwasserhaltung) für die Verlegung einer Abwasserleitung in 3 m Tiefe in feinsandigem Boden mit hohem Grundwasserstand!
2. Untersuchen Sie den zulässigen Einsatzbereich eines Vibrationsstampfers mit 0,25 m Verdichtungstiefe bei der Verfüllung eines Rohrgrabens!

## 2.2. Die Abwasserbehandlung in einer mechanischen Kläranlage

### 2.2.1. Aufgabe und Ziel der Abwasserbehandlung

Nach dem „Gesetz über den Schutz, die Nutzung und die Instandhaltung der Gewässer und den Schutz vor Hochwassergefahren – Wassergesetz –“ vom 17. April 1963, Gesetzblatt Teil I Nr. 5 1963 gehört die *Abwasserableitung und -behandlung* zu den wasserwirtschaftlichen Hauptaufgaben in der Deutschen Demokratischen Republik. Danach soll die Abwasserbehandlung vorwiegend

„dem Schutz der Gewässer vor Verunreinigung, dem Schutz der Gesunderhaltung und Erholung der Bevölkerung, der Sicherung der Fischereiwirtschaft sowie der Vermeidung volkswirtschaftlicher Schäden“

dienen. Es sind vorzugsweise solche Verfahren der Abwasserreinigung anzuwenden, bei denen Abwasserinhaltsstoffe zurückgewonnen bzw. weiter genutzt werden (z. B. bei der Abwasserlandbehandlung).

Die *Sanierung* der teilweise mit Abwässern überlasteten Gewässer erfordert in den nächsten Jahren ganz erhebliche bauliche und finanzielle Anstrengungen. Neben der Abdeckung des großen Nachholebedarfes bei der Errichtung von Abwasserbehandlungsanlagen wird im „Gesetz über den Schutz, die Nutzung und die Instandhaltung der Gewässer und den Schutz vor Hochwassergefahren – Wassergesetz –“ gefordert, daß künftig schon bei *Inbetriebnahme* aller neuen Produktionskapazitäten und Wohnkomplexe eine *ordnungsgemäße Abwasserbehandlung* gewährleistet ist. Anderenfalls wird die Inbetriebnahme neuer Einrichtungen untersagt.

Eine Abwasserkläranlage muß auch dann gebaut werden, wenn die örtlichen Verhältnisse die Einrichtung einer landwirtschaftlichen Abwasserverwertungsanlage ermöglichen. Nach TGL 6466 muß häusliches Abwasser, bevor es landwirtschaftlich genutzt wird, in einer *mechanischen Kläranlage* mit  $1\frac{1}{2}$  Stunde Absetzzeit behandelt werden. Ziel dieser Vorbehandlung ist es, das Abwasser zu entsanden und zu entschlammen.

### 2.2.2. Beschaffenheit des Abwassers

Kläranlagen werden nicht wie das Kanalisationsnetz für den maximalen Stundenabfluß, sondern nur für den *mittleren Schmutzwasserabfluß* der 12 Tagesstunden von 8 bis 20 Uhr bemessen (siehe Abb. 1, S. 64). Neben der abgeleiteten Abwassermenge ist jedoch beim Entwurf einer Behandlungsanlage auch der *Schmutzgehalt* zu beachten. Die Menge der Abwasserinhaltsstoffe je Einwohner ist nahezu konstant, während sich ihre Konzentration mit dem Wasserverbrauch ändert. Nach Imhoff hat häusliches Abwasser aus Städten (ohne stärkere gewerbliche Verschmutzung) im Mittel eine Zusammensetzung entsprechend den Angaben in Tabelle 6.

Es wird hiernach unterschieden zwischen:

- mineralischen Schmutzanteilen und
- organischen, d. h. fäulnisfähigen Schmutzanteilen im Abwasser.

Die *fäulnisfähigen Stoffe* lassen sich auch durch den *biochemischen Sauerstoffbedarf* nach 5 Tagen (abgekürzt BSB<sub>5</sub>) ausdrücken.

Tabelle 6

*Zusammensetzung häuslichen Abwassers in g je Einwohner und Tag*

	mineralisch	organisch	gesamt	BSB <sub>5</sub>
Absetzbare Schwebstoffe	20	40	60	19
Nicht absetzbare Schwebstoffe	10	20	30	12
Gelöste Stoffe	50	50	100	23
Summe aller Stoffe	80	110	190	54

<sup>1</sup> Biochemischer Sauerstoffbedarf nach 5 Tagen

Der BSB<sub>5</sub> gibt die Sauerstoffmenge in g bezogen auf die tägliche Abwassermenge eines Einwohners an, die von den Bakterien bei 20 °C in den ersten 5 Tagen zum Abbau (Oxydation) der organischen Inhaltsstoffe benötigt wird.

Gewerbliche und industrielle Abwässer werden hinsichtlich ihrer organischen Verschmutzung mit dem BSB<sub>5</sub> des häuslichen Abwassers verglichen; ihr Schmutzwert wird in sogenannten *Einwohnergleichwerten* (EGW) angegeben. Dabei entspricht einem EGW ein BSB<sub>5</sub> von 54 g/Einwohner und Tag.

Im Hinblick auf ihr physikalisches Verhalten wird die *Gesamtverschmutzung* eingeteilt in:

- absetzbare Schwebstoffe (Schmutzstoffe, die in zweistündiger Absetzzeit ausgeschieden werden),
- nicht absetzbare Schwebstoffe (feinere Schmutzstoffe, die eine längere Absetzzeit benötigen),
- gelöste Stoffe.

In Zukunft wird die landwirtschaftliche Abwasserverwertung immer mehr an Bedeutung gewinnen. Aus diesem Grunde sind die anfallenden Abwässer in möglichst großem Umfang der landwirtschaftlichen Verwertung zuzuführen.

Tabelle 7

*Nährstoffgehalt städtischen Abwassers in Abhängigkeit von der Abwasserbehandlung (nach Schulz-Falkenhain)*

Art der Abwasserbehandlung	g/Einwohner täglich		
	Stickstoff	Phosphorsäure	Kali
Unbehandeltes Abwasser	12,8	3,5	7,0
Mechanisch behandeltes Abwasser	11,6	3,1	6,8
Frischschlamm	1,2	0,4	0,2
Ausgefaulter Schlamm	0,8	0,4	0,1
Biologisch behandeltes Abwasser	10,9	2,8	6,7
Frischschlamm bei biologischer Behandlung	1,9	0,7	0,3
Ausgefaulter Schlamm bei biologischer Behandlung	1,3	0,7	0,2

Für die nachfolgende landwirtschaftliche Abwasserverwertung interessiert neben der anfallenden *Wassermenge* hauptsächlich der *Nährstoffgehalt*. Wie die Angaben in Tabelle 7 erkennen lassen, nimmt der Nährstoffgehalt des Abwassers mit der Verbesserung der Abwasserbehandlung ab; gleichzeitig erhöht sich aber der Nährstoffgehalt des als Nebenprodukt bei der Behandlung anfallenden Schlammes.

## AUFGABE

1. Eine Stärkefabrik erzeugt täglich  $250 \text{ m}^3$  Abwasser mit  $2700 \text{ g BSB}_5$  je  $\text{m}^3$  Abwasser. Ermitteln Sie den Einwohnerequivalentwert dieser Abwässer!

### 2.2.3. Arten der Abwasserbehandlung

Allgemein lassen sich folgende Arten der Abwasserbehandlung unterscheiden

- die mechanische Abwasserbehandlung,
- die chemische Abwasserbehandlung,
- die biologische Abwasserbehandlung.

Die mechanische Abwasserbehandlung (auch Abwasserklärung genannt) ist meist die notwendige Vorstufe für eines der beiden anderen, im Reinigungsumfang weitergehenden Behandlungsverfahren.

Während die chemische Behandlung vorwiegend bei speziellen industriellen Abwässern angewendet wird, stellt die biologische Abwasserbehandlung (auch Abwasserreinigung) das weiterführende Verfahren bei hauptsächlich organisch verunreinigtem Wasser, wie z. B. den städtischen Abwässern, dar.

Bei den biologischen Behandlungsverfahren werden mit Unterstützung von Bakterien und anderen Mikroorganismen die kolloidalen und gelösten Inhaltsstoffe des Abwassers aerob, d. h. in Gegenwart von Luftsauerstoff abgebaut, in Flockenform übergeführt und teilweise schon mineralisiert. Die biologische Abwasserbehandlung läßt sich realisieren in Form

- der natürlichen biologischen Verfahren oder
- der künstlich-biologischen Verfahren.

Zu den *natürlichen biologischen Verfahren* gehören die Abwasserlandbehandlung sowohl mit landwirtschaftlicher Nutzung als Nebenaufgabe (Rieselfelder, Bodenfilter) als auch als Hauptaufgabe (weiträumige Abwasserverwertung) und die Abwasserreinleitung in Fischteiche.

Für die *künstlich-biologischen Verfahren* sind in den letzten Jahrzehnten eine Vielzahl sehr leistungsstarker Anlagentypen entwickelt worden. Die bekanntesten sind:

- Tropfkörper
- Belebtschlammanlagen und
- Oxydationsgräben

Während sich bei den *natürlich-biologischen Verfahren* die Abwasserinhaltsstoffe weitestgehend zugunsten einer erhöhten landwirtschaftlichen Produktion verwerten lassen, werden diese Stoffe bei den künstlich-biologischen Verfahren unproduktiv vernichtet.

Dafür haben jedoch die künstlich-biologischen Verfahren den Vorzug eines relativ geringen Flächenbedarfes und einer auch im Winter nahezu unverändert hohen Reinigungsleistung.

Die Art des erforderlichen Behandlungsverfahrens richtet sich nach der zumutbaren *Belastbarkeit* des Vorfluters (Selbstreinigungskraft), nach der *Menge und Beschaffenheit* des Abwassers und nicht zuletzt nach den jeweiligen *Standortverhältnissen*. Ein Vergleich der einzelnen Verfahren wird durch die in Tabelle 8 wiedergegebenen Zahlen über die Reinigungswirkung ermöglicht.

Tabelle 8

Reinigungswirkung einiger Abwasserbehandlungsverfahren (nach Imhoff)

Typ der Behandlungsanlage	Abnahme in %		
	BSB <sup>1</sup>	Schwebstoffe	Keimzahl
Absetzbecken (mechanische Behandlung)	25—40	40—70	25—75
Hochbelastete Tropfkörper	65—90	65—92	70—90
Schwachbelastete Tropfkörper	80—95	70—92	90—95
Hochbelastete Belebtschlammanlage	50—75	80	70—90
Schwachbelastete Belebtschlammanlage	75—95	85—95	90—98
Bodenfilter (natürlich biologische Behandlung)	90—95	85—95	95—98

<sup>1</sup> Biochemischer Sauerstoffbedarf

## 2.2.4. Einrichtungen für die mechanische Abwasserbehandlung

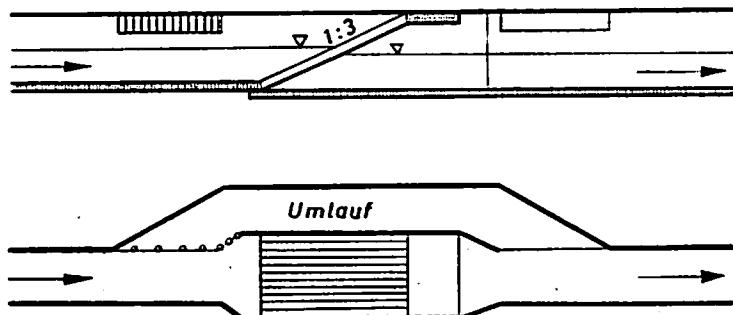
Die *mechanische Abwasserbehandlung* (Abwasserklärung) dient der Entfernung sowohl der Schwimmstoffe als auch der absetzbaren Schwebstoffe aus dem Abwasser. Der dabei anfallende *Klärschlamm* wird einer nachgeschalteten Schlammbehandlungsanlage zugeführt und dort mineralisiert.

### 2.2.4.1. Rechenanlage

Rechen dienen dazu, die groben Schwimm-, Schweb- und Sinkstoffe des Abwassers zurückzuhalten.

Abb. 22  
Handberdümmer  
Grobrechen

oben: Schnitt  
unten: Draufsicht





Um Betriebsstörungen zu vermeiden, werden die Rechen im Zulauf zur Kläranlage und meist auch vor Pumpeneinläufen im Kanalisationsnetz angeordnet.

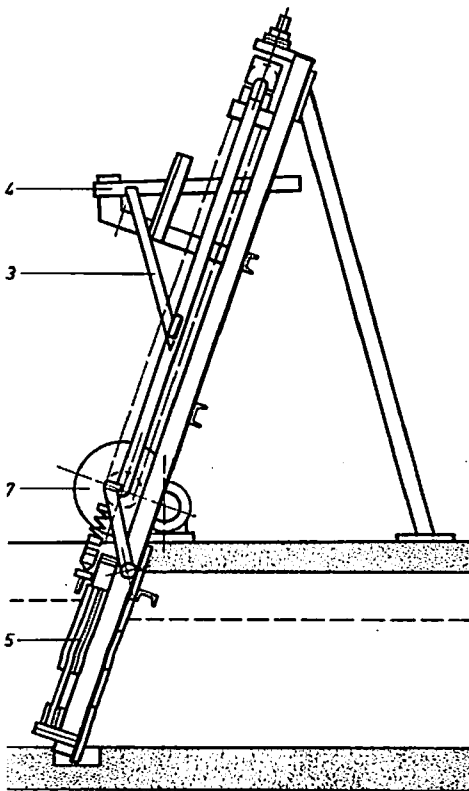
Kleinere Kläranlagen sind zur Vorreinigung mit schräg im Wasser liegenden, *handberäumten Grobrechen* mit einer Neigung 1:3 ausgestattet (Abb. 22). Der Abstand zwischen den parallel angeordneten Rechenstäben beträgt 40 bis 50 mm. Die anfallende Rechengutmenge von 2 bis 3 l/Einwohner und Jahr wird kompostiert, vergraben oder verbrannt.

Die optimale Durchflußgeschwindigkeit von 0,6 m/s soll auch im Bereich des Rechens erhalten bleiben. Zur Vermeidung von Überstauungen dient ein *Sicherheitsumlauf*, dessen seitlich liegender Einlauf mit einer Überfallschwelle und einem senkrechten Grobrechen von 100 mm Stababstand versehen wird.

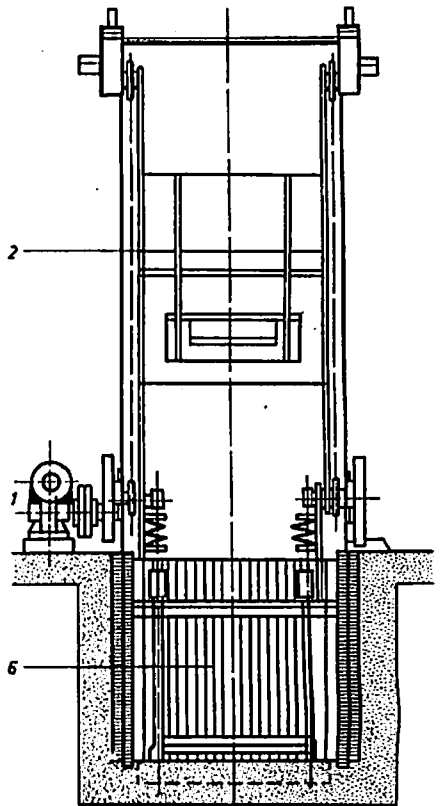
Größere Kläranlagen haben Rechen mit *maschineller Rechengutberäumung* (Abb. 23 und 24). Infolge des hier meist auf 20 mm verengten Stababstandes erhöht sich die Rechengutmenge auf 5 bis 10 l/Einwohner und Jahr.

Abb. 23 Greiferechen mit Abstreiferharke

- |            |                       |
|------------|-----------------------|
| 1 Antrieb  | 4 Abwerfervorrichtung |
| 2 Gestell  | 5 Harke               |
| 3 Abwerfer | 6 Rechen              |
|            | 7 Vorgelege           |

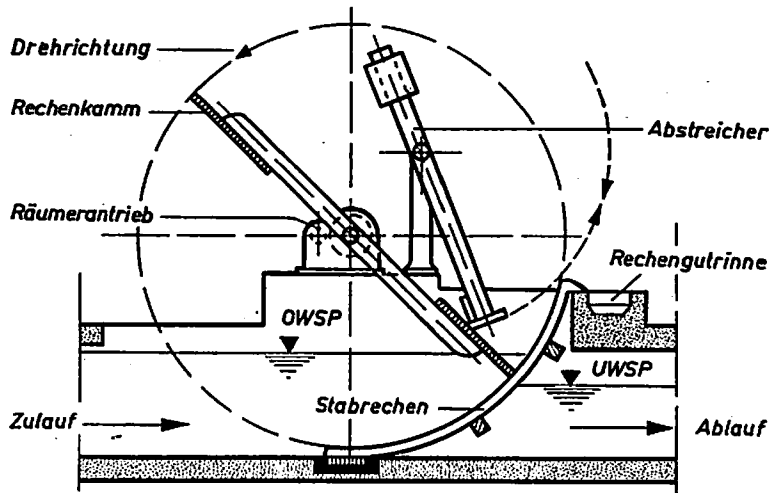


a) Seitenansicht



b) Vorderansicht mit Antrieb links

Abb. 24  
Doppelarmiger  
Bogenrechen



Da die Beseitigung des Rechenguts unästhetisch ist und zu den unangenehmsten Arbeiten in einem Klärwerk gehört, werden in immer stärkerem Maße *Rechengutzerkleinerer* verwendet. Die Zerkleinerung kann nach Herausnahme des Rechengutes aus dem Wasser oder – als hygienisch beste Lösung – gleich im Abwasserstrom selbst erfolgen. Nach letzterem Verfahren arbeitet u. a. der Radialrechen mit Hammerzerkleinerer.

#### 2.2.4.2. Sandfänge

Größere Sandmengen werden einer Kläranlage – vor allem bei Vorhandensein einer Kanalisation nach dem Mischsystem – zugeführt. Besonders reich an körnigen, mineralischen Sinkstoffen sind im Frühjahr die Schmelzwasserabflüsse als Folge der reichlichen Verwendung von Streusand auf Straßen und Gehwegen.

**Aufgabe eines Sandfanges ist es, diese Sinkstoffe aus dem Abwasser zu entfernen, um Versandungen und damit Betriebsstörungen in den nachgeschalteten Absetzbecken und Faulbehältern zu vermeiden.**

Bei Abwasserableitung nach dem *Trennsystem* kann häufig auf den Einbau eines Sandfangs verzichtet werden.

Durch entsprechende bauliche Ausbildung des Sandfanges ist die Schleppspannung des hindurchfließenden Wassers so weit herabzusetzen, daß sich möglichst viele mineralische Feststoffe, jedoch keine organischen Schwebestoffe absetzen.

Die stark schwankende Zuflußmenge erschwert die Einhaltung dieser Forderung. Sandfänge werden meist so bemessen, daß bei Trockenwetterzufluß noch Sandkörner mit 0,1 bis 0,2 mm Durchmesser zurückgehalten werden. In Abhängigkeit von Bodenart und Oberflächenbefestigung kann mit einer anfallenden Sandmenge von 5 bis 12 l/Einwohner und Jahr gerechnet werden.

Unter den zahlreichen Sandfangtypen wird am häufigsten der *Langsandfang* verwendet (Abb. 25). Die optimale Durchflußgeschwindigkeit, bei der sich der überwiegende Teil

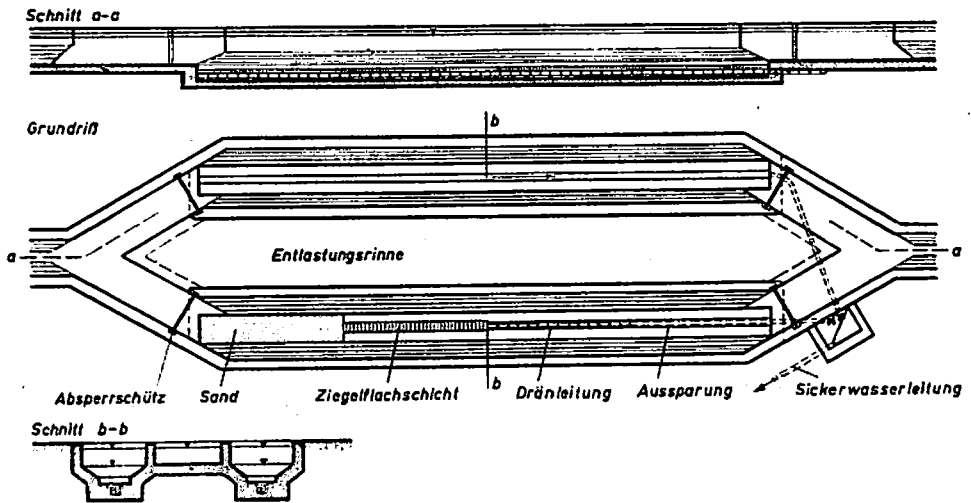


Abb. 25 Doppelkammer-Langsandfang

des Sandes absetzt, jedoch die leichteren organischen Schmutzteilchen noch fortgespült werden, liegt bei 0,30 m/s. Durch Anordnung mehrerer paralleler Sandfangkammern, durch Einbau einer Regenwasserentlastungsrinne und durch entsprechende Querschnittsgestaltung des Sandfangs läßt sich erreichen, daß diese Geschwindigkeit auch bei wechselnden Zuflußmengen weitestgehend eingehalten wird.

Beim *handberäumten Langsandfang* ist der für die Sandaufnahme vorgesehene untere Querschnittsteil (Sandstapelraum) so groß auszubilden, daß er für den Sandanfall von etwa einer Woche ausreicht. Zur Räumung wird eine Kammer abgesperrt und mittels einer Sohldränung trockengelegt.

Bei *maschineller Räumung* mittels Pumpen oder Bagger braucht dagegen die zu räumende Sandfangkammer nicht außer Betrieb genommen zu werden.

Weitere Sandfangarten sind der *Tiefsandfang*, der *Tangentialsandfang* und der *Quersandfang*.

#### 2.2.4.3. Absetzbecken

In den Absetzbecken sollen die nach Entfernung des Sandes im Abwasser noch enthaltenen leichteren absetzbaren Schwebestoffe von vorwiegend organischer Natur ausfallen.

Die Absetzanlagen werden nach der Aufenthaltszeit des Wassers bemessen. Es können für die mechanische Behandlung von normalem häuslichem Abwasser je nach Absetzbeckentyp in der Regel folgende *Aufenthaltszeiten* zugrunde gelegt werden:<sup>1</sup>

Emscherbrunnen	2,0 Stunden
Langbecken	1,5 Stunden
Rundbecken	2,0 Stunden

<sup>1</sup> nachzulesen in „Bemessungsgrundlagen zur Erarbeitung von Aufgabenstellungen und Projekten wasserwirtschaftlicher Anlagen“, 2. Auflage, Amt für Wasserwirtschaft, Berlin 1964

Bei landwirtschaftlicher Verwertung des mechanisch behandelten Abwassers soll nach TGL 6466 die Aufenthaltszeit aus hygienischen Gründen mindestens 1,5 Stunden betragen.

Verlängerungen der Aufenthaltszeit können erforderlich werden, wenn sich im Abwasser schlecht absetzende Stoffe befinden oder beim Bau der Absetzanlage strömungstechnische Erkenntnisse nicht genügend beachtet wurden.

Optimale Absetzbedingungen (guter hydraulischer Wirkungsgrad) sind nur bei einer geeigneten Absetzbeckenform mit guter Ein- und Auslaufkonstruktion zu erwarten.

Nur in so gebauten Anlagen kann das Abwasser möglichst *gleichmäßig* über den Beckenquerschnitt verteilt die Absetzanlage durchfließen.

In Kläranlagen der Mischkanalisation müssen die Absetzbecken bei Regenwetter kurzzeitig größere Abwassermengen, die vom gewählten Mischungsverhältnis der Regenüberläufe abhängen, aufnehmen. Dabei sollte jedoch die Aufenthaltszeit *nicht unter 20 Minuten* absinken. Es werden folgende Absetzbeckentypen unterschieden:

- Emscherbrunnen
- Rundbecken
- Langbecken

Der Emscherbrunnen hat sich für kleinere Kläranlagen bis zu etwa 10000 angeschlossenen Einwohnern bewährt. Es ist eine zweistöckige Anlage, die aus dem *Absetzraum* und dem darunter angeordneten *Faulraum* (Abb. 26) besteht. Die Sohlwände des Absetzraumes sollen mindestens 1,2:1 geneigt sein, damit die abgesetzten Schwebstoffe ständig und selbsttätig in den Schlammfaulraum rutschen. Der 0,15 bis 0,25 m weite Durchrutschschlitz zum Faulraum erhält eine meist dreieckförmige Schlitzabdeckung. Aus dem Faulraum aufsteigender Schwimmschlamm wird dadurch am Eintritt in den Absetzraum gehindert und in die Randfelder des Brunnengrundrisses abgeleitet. Die sich dort bildende *Schwimmschlammdecke* muß regelmäßig zerstört oder durch eine seitliche Öffnung abgezogen werden. Ein bis zur Spitze des Faulraumes hinuntergeführtes Rohr (NW 200 mm) dient der Entnahme von ausgefaultem Schlamm. Um die Fließwiderstände des zähen Schlammes zu überwinden, muß der Schlammrohrauslaß mindestens 1,5 m unter dem Brunnenwasserspiegel liegen.

Lang- oder Rechteckbecken sind einstöckige Absetzanlagen, die vom Abwasser in Längsrichtung durchflossen werden. Da sich der größte und grübste Teil der absetzbaren Stoffe in den ersten Minuten nach Eintritt des Abwassers in das Becken absetzt, wird an der Einlaufseite die Beckensohle trichterförmig vertieft (Abb. 27). Der Trichterinhalt soll den Schlammanfall eines Tages aufnehmen können. Die übrige Beckensohle steigt zur Beckenauslaufseite um 0,25 bis 1 % an.

Mittels eines *Räumerwagens* (Abb. 27) oder eines *endlosen Räumerbandes* wird der auf der Sohle abgelagerte Schlamm in die Trichter geschoben und von dort nach genügender Eindickung durch ein Entnahmerohr zur weiteren Behandlung abgelassen.

Bei einer mittleren Wassertiefe von 1,6 bis 2 m soll das Verhältnis von Beckentiefe zu Beckenlänge mindestens 1:22, besser 1:28 und mehr betragen.

Grundriß

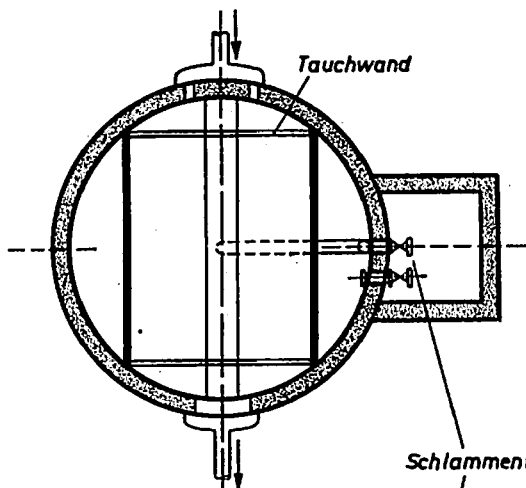
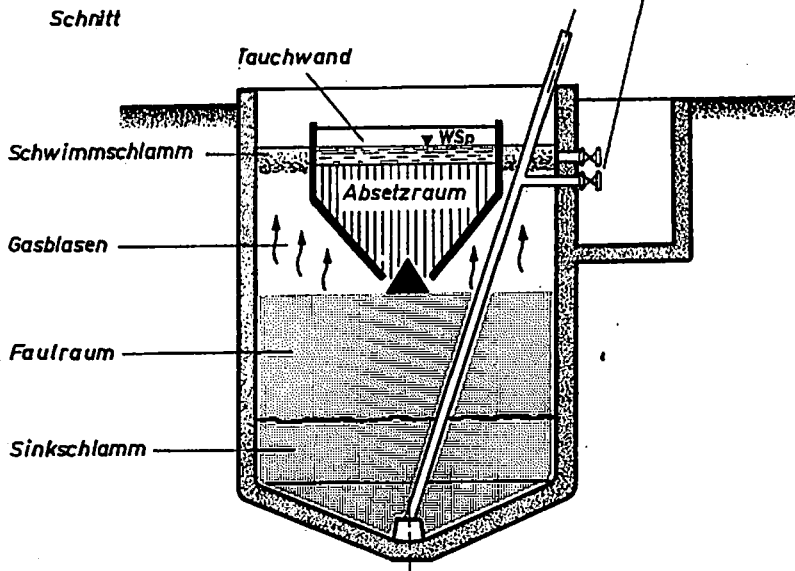


Abb. 26  
Emscherbrunnen  
(zweistöckige  
Absetzanlage)

Schnitt



Mit Rücksicht auf die standardisierten Maße der Räumwagen kann die Beckenbreite 4,00, 6,00, 8,00 oder 10,00 m groß gewählt werden.

Rundbecken mit kreisendem Schlammräumer (Abb. 28) werden radial mit nach außen zur Überlaufrinne abnehmender Geschwindigkeit durchflossen. Die Zuleitung des Rohabwassers zum in Beckenmitte befindlichen *Einlaufbauwerk* erfolgt meist durch ein Dückerrohr. Die Beckensohle erhält zum trichterförmigen Schlammammelraum in Beckenmitte ein Gefälle von etwa 1:20.

Der *Schlammtrichter* wird täglich ein- bis zweimal mittels Pumpbetrieb oder unter Ausnutzung des Wasserüberdruckes entleert. Am Beckenumfang beträgt die nutzbare Beckentiefe 2 bis 3 m. Unter Beachtung der festgelegten Räumerstützweiten können die Beckendurchmesser 20, 25, 30, 35, 40, 45 oder 50 m betragen.

Neben dem Sohlräumschild befindet sich an der kreisenden Räumerrücke auch noch ein *Schwimmschlammschild*.

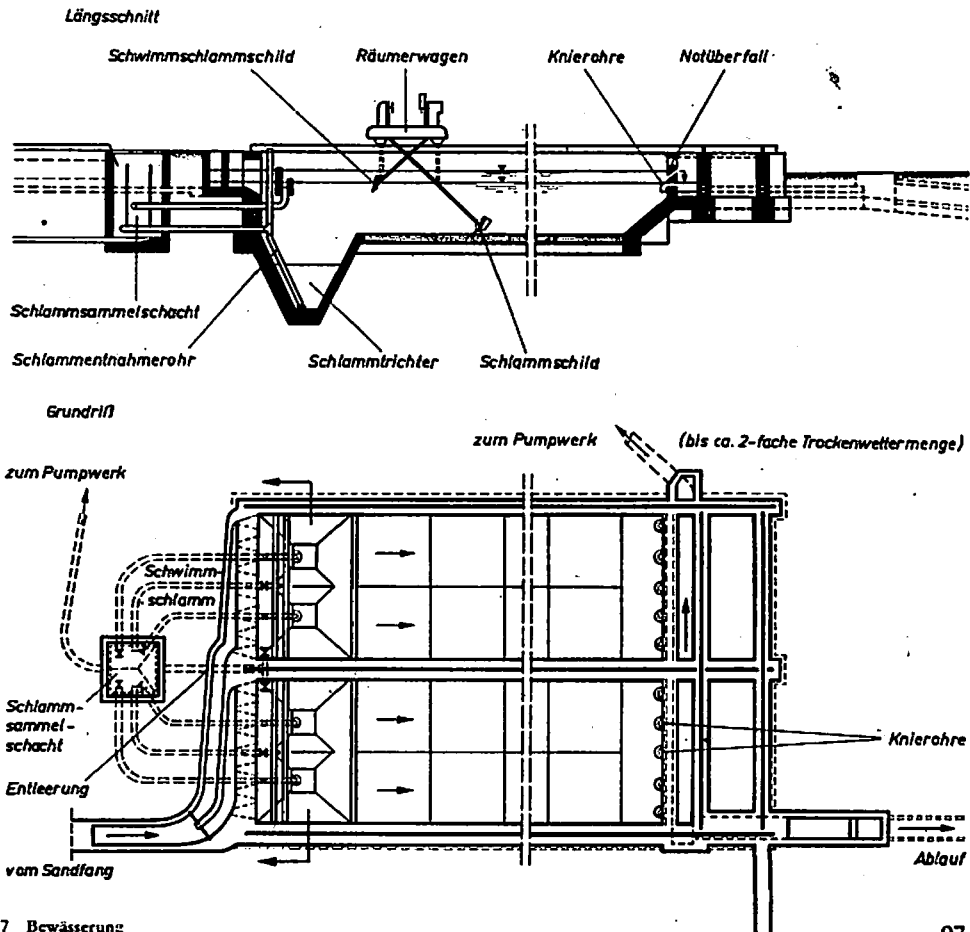
Im Vergleich zu Rechteckbecken haben Rundbecken meist einen schlechteren hydraulischen Wirkungsgrad.

Außerdem gibt es Rundbecken ohne Rundräumer, sogenannte *Trichter- oder Dortmundbecken*. Sie werden wegen ihrer hohen Gründungskosten nur selten in mechanischen Kläranlagen verwendet. Ihre Vorzüge werden beim Ausscheiden von vorwiegend flockigem Schlamm in biologischen Abwasserbehandlungsanlagen besser genutzt.

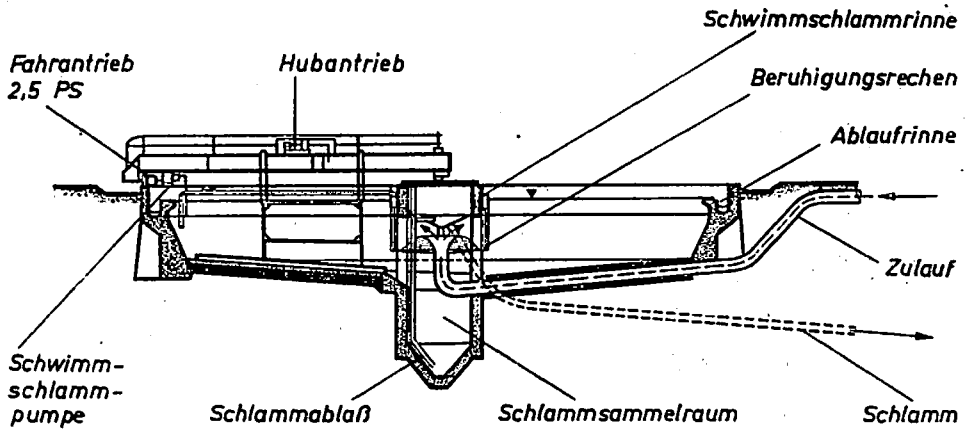
## AUFGABEN

1. Begründen Sie das Fehlen eines Sandfanges in den meisten Kläranlagen, denen eine Trennsystementwässerung vorgeschaltet ist.
2. Welches Mindestverhältnis Schmutzwasser zu Regenwasser ist für die Ausbildung eines Regenüberlaufs gerade noch zulässig, wenn in der nachfolgenden Kläranlage die Aufenthaltszeit im Langbecken nicht unter 20 Minuten absinken soll?

Abb. 27  
Rechteckbecken mit Räumern



Schnitt A-A



Grundriß

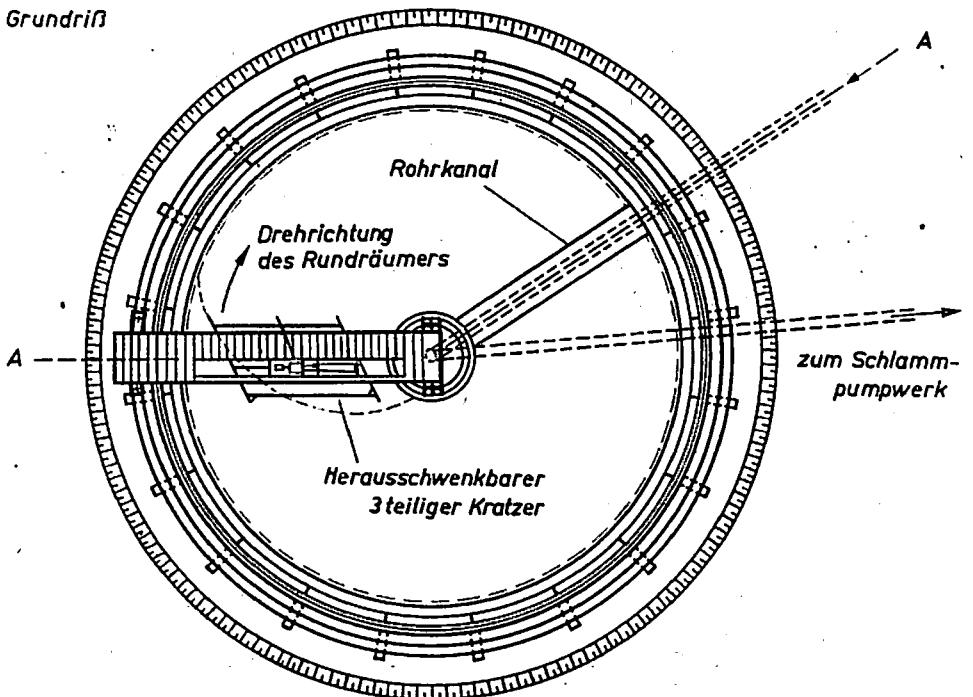


Abb. 28  
Rundbecken mit kreisender Räumerrücke

## 2.2.5. Behandlung des Klärschlammes

### 2.2.5.1. Menge und Zusammensetzung des Schlammes

Aufgabe der Schlammbehandlung ist es, das Schlammvolumen des in der Kläranlage anfallenden Frischschlammes zu verringern und ihn so weit auszufaulen, daß er geruchlich nicht mehr belästigt und in nachfolgenden Trocknungsanlagen leicht entwässert werden kann.

Nach TGL 6466 darf Frischschlamm nur nach Kompostierung (Heißvergärung bei einer Temperatur von 70 °C) oder nach ordnungsgemäßer Ausfäulung unter Einhaltung bestimmter Bedingungen landwirtschaftlich verwertet werden.

Bei mechanischer Behandlung von städtischem Abwasser kann mit folgenden durchschnittlichen *Schlammengen* gerechnet werden (Tabelle 9).

Tabelle 9

*Schlammfall je Einwohner täglich* (nach Imhoff)

Schlammart	Schlammmenge l	Feststoffgehalt	
		%	g
Frischschlamm etwas eingedickt	1,08	5	54
Nasser ausgefauter Schlamm	0,26	13	34
Lufttrockener ausgefauter Schlamm	0,13	45	34

*Frischschlamm* enthält etwa 70% organische Stoffe. Infolge des Faulprozesses ändert sich die Zusammensetzung und auch der Düngewert (siehe Tabelle 7, S. 89). Insbesondere treten bei der Schlammfäulung Stickstoffverluste auf.

Von Bedeutung ist auch der *Humuswert* des ausgefauten Schlammes. Der Schlammhumus macht etwa 30 bis 40% der Schlamm-trockensubstanz aus.

### 2.2.5.2. Schlammfäulung

Unter Schlammfäulung ist die anaerobe Zersetzung (Zersetzung unter Luftabschluß) der organischen Schmutzstoffe mit Hilfe von Bakterien und Fermenten zu verstehen.

Es ist zwischen saurer und alkalischer Fäulung zu unterscheiden. Die *saure Fäulung* ist immer mit der Entwicklung übelriechender Gase gekoppelt.

Angestrebt wird die *alkalische Fäulung*, die sich in jedem Faulraum nach einer gewissen Einarbeitungszeit einstellt. Durch Zugabe von Impfschlamm aus einem gut eingearbeiteten Faulraum läßt sich die Einarbeitungszeit einer neuen Faulanlage erheblich verkürzen.

Nebenprodukte der alkalischen Schlammfäulung sind *Kohlendioxid*, *Stickstoff* und *Methan*.



Die Faulzeit und die Gasausbeute sind sehr temperaturabhängig. Ein großer Teil der im Frischschlamm enthaltenen gesundheitsgefährdeten Keime wird beim Faulprozeß vernichtet.

Nach der Bauweise werden unterschieden:

- Faulräume in Emscherbrunnen und
- selbständige Faulanlagen

Die *selbständigen Faulanlagen* können geschlossen (Faultürme) und dann meist beheizt oder offen (z. B. Erdfaulbecken) und damit unheizbar ausgebildet werden. Bei den *geschlossenen Faulanlagen* besteht außerdem noch die Möglichkeit, das erzeugte *Methan-gas* wegen seines hohen Heizwertes aufzufangen und energetisch zu nutzen.

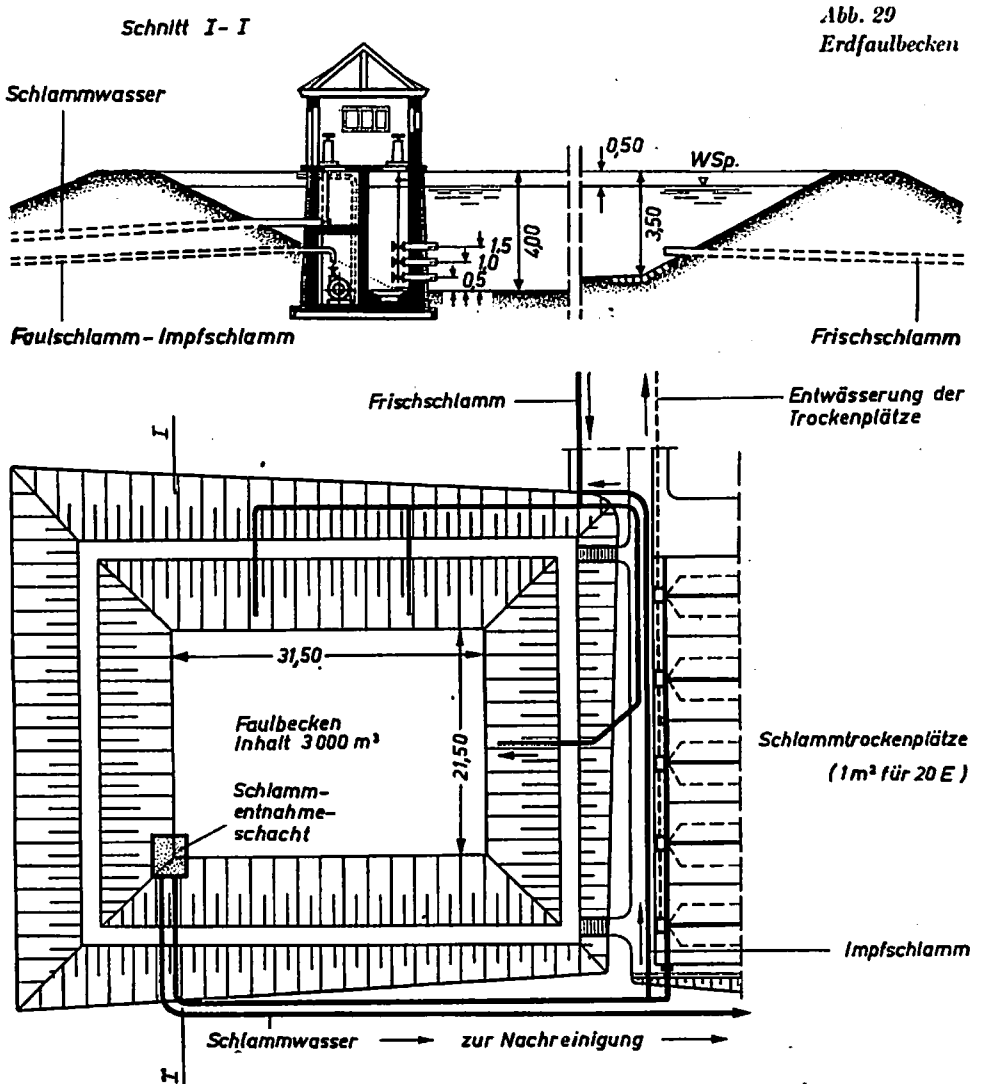
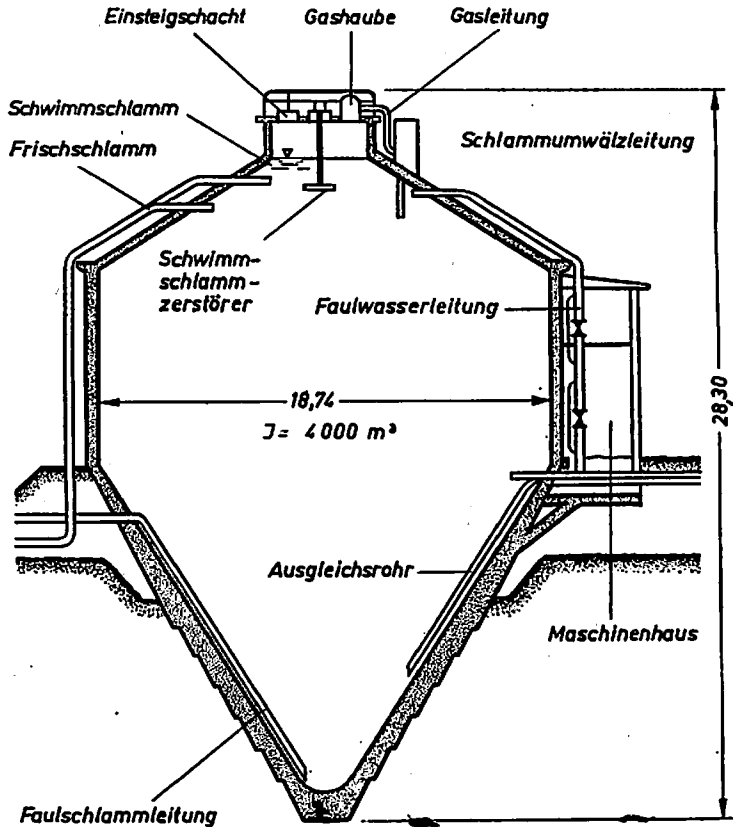


Abb. 30  
Geschlossener  
und  
beheizter  
Faulbehälter in  
Spannbeton-  
ausführung



Für die Bemessung der Faulräume einer mechanischen Kläranlage galten folgende Richtzahlen:<sup>1</sup>

Emscherbrunnen	50 l/Einwohner
auf 30 °C geheizter geschlossener Faulraum	30 l/Einwohner
selbständiger ungeheizter Faulraum (10 °C)	110 l/Einwohner

Die Faulräume sind zu vergrößern bei

Anlagen unter 3000 Einwohnern	auf das 1,5fache
Anlagen für 3000 bis 5000 Einwohner	auf das 1,3fache
Schlammfall aus Regenbecken	auf das 1,2fache

*Offene Faulräume*, die die geringsten Anschaffungskosten verursachen, werden entweder als *Erdfaulbecken* (Abb. 29) oder als runder, oben offener *Betonbehälter* hergestellt. Eine besondere Abdichtung der Erdfaulbecken ist im allgemeinen nicht erforderlich, da die mit dem Sickerwasser in die Bodenporen eindringenden Schlamnteilchen nach kurzer Betriebszeit abdichtend wirken.

Der *Frischschlamm* wird an mehreren Stellen des Beckenumfangs etwa 1,5 m unter dem Schlamm Spiegel der etwa 4 m tiefen Becken eingeleitet.

<sup>1</sup> siehe auch „Bemessungsgrundlagen zur Erarbeitung von Aufgabenstellungen und Projekten wasserwirtschaftlicher Anlagen“, 2. Auflage, Amt für Wasserwirtschaft, Berlin 1964

*Ausgefauter Schlamm* und oben abgesetztes Schlammwasser werden durch ein besonderes Entnahmebauwerk abgeführt.

Offene Faulräume werden sowohl allein als auch als 2. Faulstufe eines intensiv betriebenen geschlossenen Faulbehälters verwendet.

Eine hygienisch und ästhetisch bessere Lösung stellen die *geschlossenen Faulbehälter* dar (Abb. 30). Geruchs- und Fliegenbelästigung wird hier mit Sicherheit vermieden. Infolge der höheren Baukosten und des komplizierteren Betriebes sind geschlossene Faulbehälter meist nur größeren Kläranlagen vorbehalten.

Durch künstliches Beheizen auf 30 bis 35 °C läßt sich der Faulprozeß beschleunigen und damit der erforderliche Behälterinhalt ganz erheblich verringern.

Zum Schutze gegen Wärmeverluste werden die geschlossenen Faulbehälter auf  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{2}$  ihrer Höhe in den grundwasserfreien Bodenbereich versenkt bzw. mit Erde angeschüttet oder mit einer speziellen Wärmedämmschicht versehen. Faulbehälter haben meist *Zylinderform* mit kegelförmig zulaufender Sohle und Decke. Das anfallende Faulgas sammelt sich unter der starren oder auch vortikal beweglichen Behälterdecke und wird über eine Gasreinigungsanlage dem Druckgasbehälter zugeführt. Bei einem Methangehalt von 65 bis 70% erreicht das erzeugte Faulgas einen Heizwert von etwa 6000 Kcal/m<sup>3</sup>.

Weiterhin sind Einrichtungen erforderlich, um den zugeführten Frischschlamm zu impfen und umzuwälzen bzw. um die sich bildende Schwimmschlammdecke zu zerstören.

Häufig wird eine *zweistufige Schlammfäulung* mit einem beheizten Faulraum als 1. Stufe und einem offenen Erdfaulbecken als 2. Stufe (Nachfaulstufe) vorgesehen. Diese Anordnung ist sowohl ökonomisch als auch betriebstechnisch vorteilhaft.

### 2.2.5.3. Schlamm entwässerung

Um die Transportkosten für die Entfernung des ausgefauten Schlammes aus der Kläranlage zu verringern, wird der Faulschlamm meist noch entwässert. Die hierzu trotz des hohen Flächenbedarfs immer noch vorherrschende Methode ist die Entwässerung auf *Schlamm trocknenplätzen*.

Bei einer Beschickungshöhe von 0,2 m wird in unserem Klimabereich mit 9 Füllungen im Jahr gerechnet. Das entspricht einem Flächenbedarf von 0,05 m<sup>2</sup>/Einwohner.

Die Gesamtfläche wird in einzelne *Rechteckbeete* von mindestens je 4 m Breite unterteilt, die mit Betondielen umfaßt sind. Damit das Wasser besser abgeführt werden kann, erhalten die Beete als Unterbau eine 0,25 bis 0,35 m hohe, im Kornaufbau abgestufte Kiesfilterschicht. Bei handberäumten Beeten wird diese noch mit einer Ziegelflachsicht abgedeckt. Ab 10000 angeschlossene Einwohner ist der Einsatz eines *Trockenbeeträumgerätes* zweckmäßig. Die Beräumung erfolgt erst, wenn der Schlamm stichfest ist.

Weitere Schlamm entwässerungsverfahren arbeiten mit Zentrifugen, Filterpressen, Saugzellenfilter (Vakuumfilter), Vibrationssiebanlagen usw. oder auch mit thermischer Trocknung.

#### 2.2.5.4. Schlamm beseitigung

Unter den zahlreichen Verfahren zur Klärschlamm beseitigung ist die *Verwendung in der Landwirtschaft* die volkswirtschaftlich beste Lösung.

Nach TGL 6466 darf ausgefaulter und auf Trockenplätzen entwässerter Schlamm zur Düngung auf Ackerland, das nicht durch Gemüsebau genutzt wird, verwendet werden. Der Schlamm kann in stichfester Form unmittelbar oder als nasser ausgefaulter Schlamm bei Vorhandensein einer Abwasserverregnungsanlage mittels eines Druckrohrnetzes auf die Nutzflächen verteilt werden.

Da der Schlamm in nasser Form noch viele Krankheitserreger enthält, sind der Anwendung des letzten Verfahrens noch Grenzen gesetzt. Auf jeden Fall ist die Stellungnahme der Hygiene-Inspektion einzuholen.

Günstig für eine Verwertung ist auch die Herstellung von *streufähigem Schlamm dünger* nach vorausgehender maschineller oder thermischer Schlamm trocknung. Jedoch ist diese Methode sehr teuer. Schließlich ist auch noch die *Verwertung nach vorausgehender Kompostierung* des Frischschlamm zusammen mit aussortiertem Stadtmüll, Laub oder Torf in Mieten oder in festen bzw. auch rotierenden großen Gärzellen möglich.

**Klärschlamm hat einen relativ hohen Nährstoffgehalt und eignet sich gut als Bodenverbesserungsmittel und Humusdünger. Aus diesem Grunde sollte möglichst der gesamte anfallende Schlamm landwirtschaftlich genutzt werden.**

## AUFGABEN

1. Begründen Sie, weshalb nur ausgefaulter Abwasserschamm landwirtschaftlich verwertet werden darf!
2. Beurteilen Sie die Möglichkeit, den Faulraum eines Emscherbrunnens künstlich zu beheizen!
3. Warum ist die landwirtschaftliche Verwertung des Klärschlamm die volkswirtschaftlich beste Lösung?

#### 2.2.6. Zusatzbauwerke für die landwirtschaftliche Abwasserverwertung

##### 2.2.6.1. Speicherbecken

Wie schon in Abschnitt 2.1.3.1., „Schmutzwasser aus den Haushalten“ und Abbildung 1 (S. 62) erläutert, ist der Abwasseranfall in den einzelnen Tagesstunden unterschiedlich groß. Bis zum Auslauf aus der Kläranlage ist jedoch als Folge der Retentionswirkung des Kanalisationsnetzes und der Kläranlage eine weitgehende Abflachung der Abfließganglinie zu verzeichnen.

Im Gegensatz dazu wird das Abwasser im Verwertungsgebiet je nach der Betriebsweise nur in einer oder zwei Schichten abgenommen und verregnet.

**Aufgabe der Speicherbecken ist es, die zeit- und mengenmäßigen Unterschiede zwischen Abwasseranfall am Auslauf der Kläranlage und Abwasserverbrauch im Verwertungsgebiet auszugleichen.**

Im Normalfall muß das Speicherbecken den Abwasseranfall von mindestens 8 Stunden aufnehmen können. Wenn auch an Sonntagen gespeichert werden muß, hat das Becken sogar den Anfall von 30 Stunden aufzunehmen.

Um Versickerungsverluste zu vermeiden, erhalten die Beckensohle und die wasserseitigen Böschungen einen Belag aus Ortbeton oder Betonplatten mit elastischem Fugenvergüß. In Richtung zum Pumpensumpf ist ein *ausreichendes Sohlgefälle* vorzusehen. Damit das Abwasser frisch und die Anlage geruchsfrei bleibt, sind bei der täglichen Beckenentleerung die abgesetzten Feinschlammteilchen mittels Druckwasser oder Gummischiebern von Beckensohle und Böschung zu entfernen. Gegebenenfalls sind sogar – wie bei den Absetzbecken – *mechanische Einrichtungen* zur Beckenentschlammung oder zur Abwasserumwälzung erforderlich. Um die Wartung des Speicherbeckens und des Verwertungspumpwerkes zu erleichtern, sollen beide möglichst im Kläranlagengelände liegen.

#### **2.2.6.2. Verwertungspumpwerk**

Unmittelbar neben dem Speicherbecken ist ein ortsfestes Verwertungspumpwerk anzulegen, welches das Abwasser ins Verwertungsgebiet transportiert und den dort erforderlichen Betriebsdruck (z. B. Düsendruck am Regner) erzeugt. In Ausnahmefällen, wie z. B. bei ausreichender Höhenlage von Kläranlage und Speicherbecken über dem Verwertungsgebiet, kann das Verwertungspumpwerk auch entfallen.

Da es sich hierbei um die Förderung von mechanisch geklärtem Abwasser handelt, aus dem alle groben Schmutzstoffe entfernt worden sind, kann auf die alleinige Verwendung spezieller Abwasserpumpen (z. B. Dickstoffpumpen) verzichtet werden. Verwenden lassen sich alle Pumpen, die für reine und leicht verschmutzte Flüssigkeiten konstruiert sind. Im übrigen gelten jedoch die gleichen Gesichtspunkte wie für die Ausbildung von Abwasserpumpwerken (siehe Abschnitt 2.1.4.4. „Bauwerke im Kanalisationsnetz“, S. 73).

Weitere Hinweise enthalten das Typenprojekt KB 452.24 „Verregnungspumpwerke“ und die Typenprojekte des VEB Meliorationsprojektierung Bad Freienwalde.

## **AUFGABE**

- 1. Begründen Sie die Notwendigkeit, Abwasserspeicherbecken anzuordnen!**

## 2.3. Anlagen zur künstlich-biologischen Abwasserbehandlung

### 2.3.1. Gegenüberstellung der natürlichen und der künstlich-biologischen Verfahren

Die biologische Abwasserbehandlung ist eine Fortsetzung der mechanischen Behandlung und wird daher auch als 2. *Reinigungsstufe* bezeichnet.

Der Reinigungseffekt der biologischen Abwasserbehandlung beruht auf der Lebendigkeit vorwiegend aerober, d. h. Luftsauerstoff benötigender Mikroorganismen. Die nicht absetzbaren bzw. gelösten Schmutzstoffe werden aus dem Abwasser dadurch entfernt, daß sie von der Körperoberfläche der Mikroorganismen (vorwiegend sind es Bakterien und Protozoen) *adsorbiert* und dann z. T. durch Stoffwechselfvorgänge *oxydiert* bzw. in lebende Zellsubstanz umgewandelt werden. Diese lebende Zellsubstanz läßt sich dann als sogenannter *Flockenschlamm* in Nachklärbecken vom Abwasser trennen.

Ein optimaler biologischer Reinigungseffekt wird entscheidend durch ein ausreichendes Dargebot an Luftsauerstoff bestimmt.

Grundsätzlich läßt sich die biologische Abwasserbehandlung unterteilen in:

- natürliche Verfahren,
- künstliche Verfahren.

Natürliche biologische Verfahren unterscheiden sich von den künstlichen einerseits durch einen geringeren Einsatz technischer Hilfsmittel, andererseits aber durch einen höheren Bedienungsaufwand, durch größeren Flächenbedarf und größere Geruchsbelästigung. Auch ergeben sich größere Schwierigkeiten, ausreichende hygienische Verhältnisse zu schaffen. Ein besonderer Vorzug bei der Anwendung der natürlichen Verfahren entsteht jedoch dadurch, daß durch das *Wasser* und die *Nährstoffe des Abwassers* auf land- und forstwirtschaftlich genutzten Flächen eine *Ertragssteigerung* herbeigeführt wird. Zu den natürlichen biologischen Verfahren gehören:

- die weiträumige landwirtschaftliche Abwasserverwertung (z. B. Abwasserverregnung),
- die engräumige Abwasserteilung (siehe Berliner Rieselfelder),
- die Bodensfiltration,
- die Abwassereinleitung in Fischteiche und andere Gewässer.

Obwohl bei Landgemeinden, bei kleineren und mittleren Städten das *natürlichen biologischen Verfahren* in Form der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung im allgemeinen der Vorzug zu geben ist, muß häufig aus Mangel an geeigneten Verwertungsflächen oder anderen triftigen Gründen auf ihre Anwendung verzichtet werden.

In solchen Fällen können auch in ländlichen Gebieten die *künstlichen biologischen Verfahren* der Abwasserbehandlung, die vorwiegend für Großstädte und Industriebetriebe eingesetzt werden, durchaus zweckmäßig sein.

Hauptaufgabe bei den künstlichen biologischen Verfahren ist nicht mehr die Verwertung der Abwasserinhaltsstoffe, sondern deren Abtrennung und nachfolgende Beseitigung bzw. Vernichtung.

Verfahrenstechnisch stellen die Verfahren der künstlich-biologischen Abwasserbehandlung eine Weiterentwicklung der entsprechenden natürlichen biologischen Verfahren dar.

In der Gruppe der künstlich-biologischen Abwasserbehandlung haben die *Tropfkörper* und die *Belebtschlammanlagen* die höchste Perfektion erreicht.

### 2.3.2. Tropfkörper

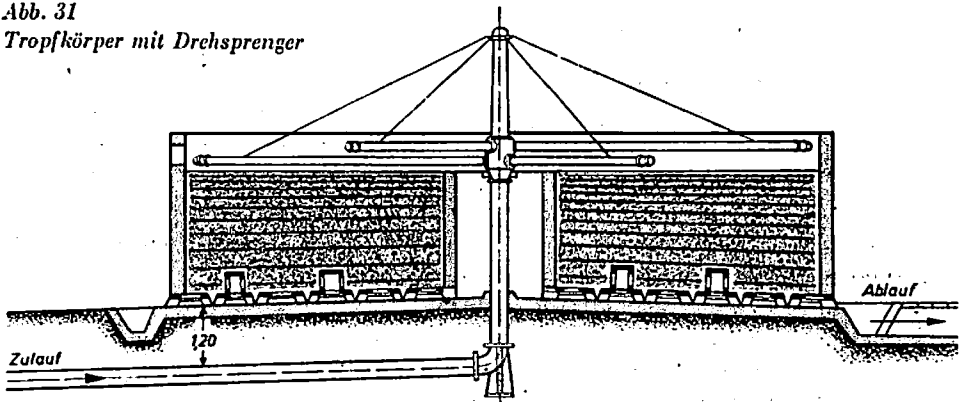
In einem Tropfkörper (Abb. 31) werden die biologischen Reinigungsvorgänge, die sich bei der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung in den oberen Bodenschichten vollziehen, *künstlich* auf gedrängtem Raum nachgeahmt. Das ständig zugeführte, mechanisch vorgeklärte Abwasser wird gleichmäßig über der Tropfkörperoberfläche verteilt und rieselt dann durch die grobkörnige, poröse Füllmasse hindurch bis zum *Tropfkörperboden*, auf dem es gesammelt und zur Nachklärung weitergeleitet wird. Zur gleichmäßigen Abwasserverteilung über dem Tropfkörper dienen meist *Drehsprenger*, die nach dem Reaktionsprinzip arbeiten (Segnorsches Wasserrad) und etwa 0,5 bis 1,0 m WS Betriebsdruck benötigen.

Der Einsatz von Drehsprengern erfordert Tropfkörper mit *kreisförmigem* Grundriß. Bei kleineren Tropfkörpern wird das Wasser durch ein *Rinnensystem* mit seitlichen Einkerbungen verteilt.

Geeignetes *Füllmaterial* sind faustgroße Brocken aus wetterfestem, möglichst porösem Gesteinsmaterial, wie Schlacke, Koks, Sinterporit, Lavatuff usw. Als Frostschutz und zur Erzielung einer Kaminzugwirkung wird der ganze Körper mit einem Mauerwerk- oder Betonmantel umgeben. Nur im Bereich der Tropfkörpersohle sind mit Rücksicht auf eine ausreichende Belüftung und den Abfluß des Wassers Öffnungen im Mantel vorgesehen.

Die das Abwasser reinigenden Mikroorganismen überziehen nach einer gewissen Einarbeitungszeit als dünner schleimiger Überzug (sogenannter biologischer Rasen) die gesamte Oberfläche des Füllmaterials. Die zu ihrer optimalen Lebenstätigkeit erforderliche Nahrung bekommen diese Organismen durch das herunterrieselnde Abwasser pausenlos zugeführt. Ihr *Luftbedarf* wird durch vertikale Luftströmungen, die als Folge temperaturbedingter Dichteunterschiede zwischen Außen- und Innenluft auftreten,

Abb. 31  
Tropfkörper mit Drehsprenger



gedeckt. Hinsichtlich der je m<sup>3</sup> Füllmaterial zumutbaren Abwassermengen werden unterschieden:

- schwachbelastete Tropfkörper
- hochbelastete Tropfkörper
- Turmtropfkörper

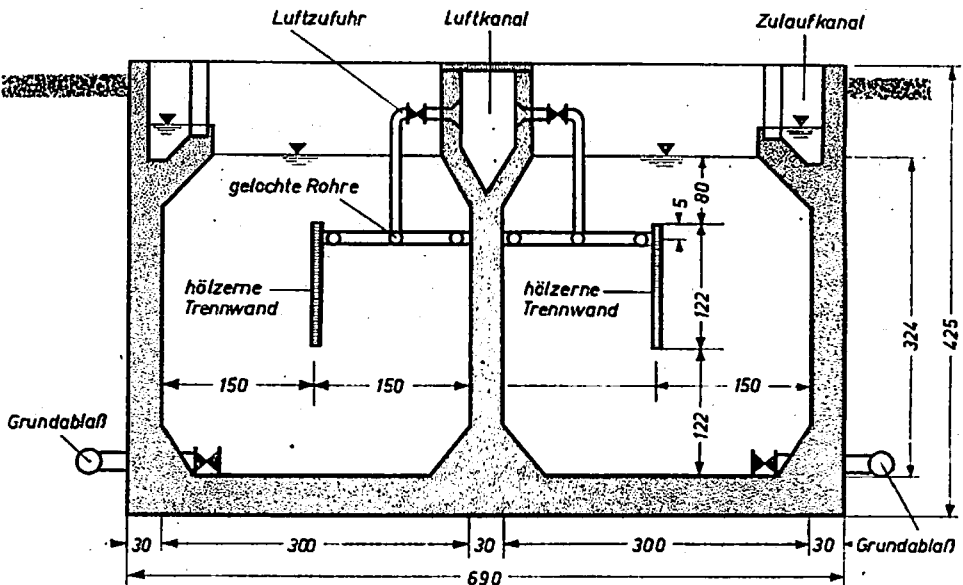
Die auf dem Füllmaterial gebildete und von dort durch die Spülwirkung des Abwassers abgerissene Zellsubstanz (Flockenschlamm) wird in nachgeschalteten Absetzbecken (Nachklärbecken) abgefangen.

### 2.3.3. Belebtschlammanlagen

Im Gegensatz zu den Tropfkörpern haften bei den Belebtschlammanlagen die für die Reinigung notwendigen Mikroorganismen nicht auf festen Körperoberflächen, sondern schweben als *lebte Flocken* frei im Beckenwasser. Da mit dem Beckenabfluß ständig biologisch aktiver Schlamm dem Becken verlorenght, muß ein Teil des im nachgeschalteten Nachklärbecken abgeschiedenen Flockenschlammes zur *Impfung* in das Belebtschlammbecken zurückgeführt werden (Rücklaufschlamm). Der nicht zum Impfen benötigte Flockenschlamm wird als *Überschußschlamm* in die Schlammbehandlung (Ausfäulung, Trocknung) weitergeleitet.

Um optimale Reinigungsleistungen zu erzielen, muß im Belebtschlammbecken ständig ein Sauerstoffgehalt von etwa 2 mg/l garantiert sein.

Abb. 32 Belebtschlammbecken mit Druckluftbelüftung nach dem Inka-Verfahren





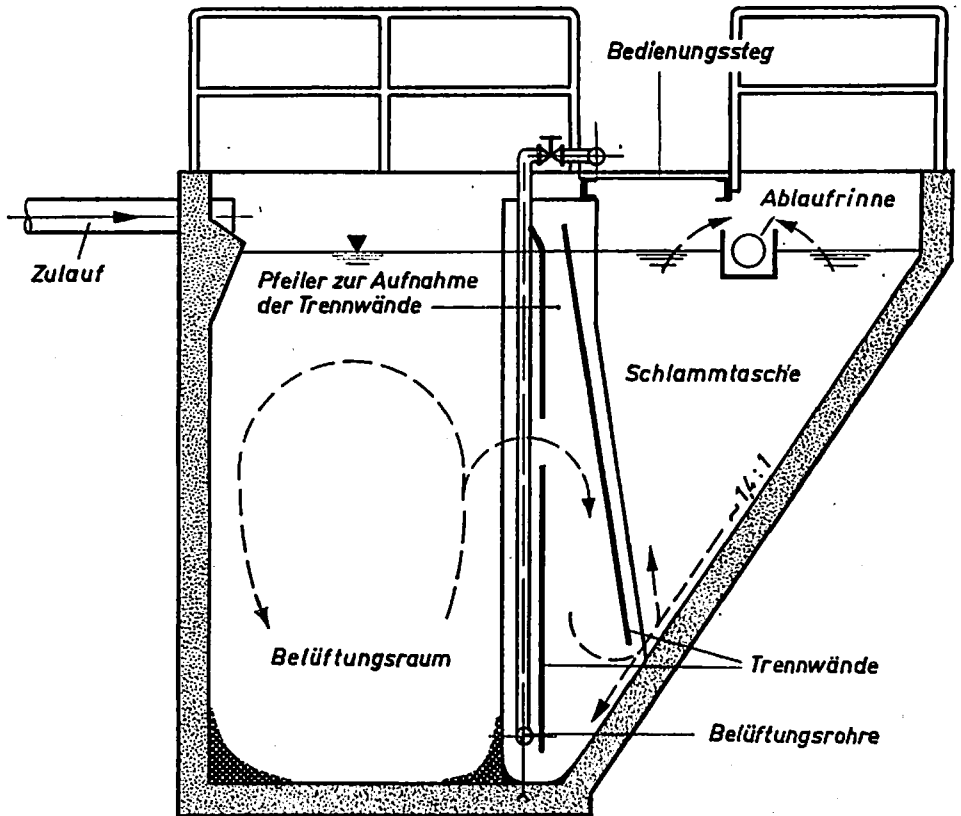


Abb. 33 Kleinbelebungsanlage (Typ Totalkläranlage)

Dies ist nur bei künstlicher Belüftung möglich. Meist wird Druckluft eingeblasen (Abb. 32) oder mittels Belüftungswalzen oder Belüftungskreisel die Luftaufnahme an der Wasseroberfläche intensiviert. Gleichzeitig wird durch diese Belüftungsverfahren der Beckeninhalt ständig umgewälzt. Damit wird erreicht, daß sich im Belebungsbecken kein Schlamm absetzt und dann auch keine Mikroorganismen absterben. Im allgemeinen werden bei diesen Reinigungsvorfahren langgestreckte Becken von quadratischem Querschnitt und 2,5 bis 5 m Wassertiefe verwendet (siehe Abb. 32), die in Längsrichtung spiralartig durchflossen werden. Der komplizierte Betrieb solcher Anlagen erfordert ein hochqualifiziertes Bedienungspersonal. Die Errichtung lohnt sich daher nur bei großem Abwasseranfall.

Für ländliche Siedlungen bzw. kleine Anschlußwerte sind in den letzten Jahren einfacher zu betreibende Modifikationen des Belebtschlammverfahrens entwickelt worden. Hierzu gehören u. a.

- die Kleinbelebungsanlage
- der Oxydationsgraben
- der Oxydationsteich (als Übergang zu den natürlichen biologischen Verfahren).

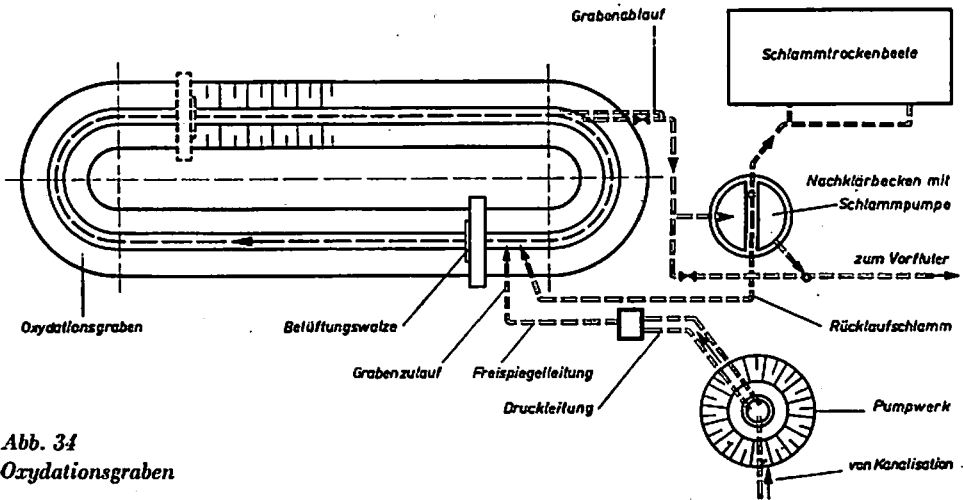


Abb. 34  
Oxydationsgraben

Es sind Anlagen, bei denen der Schlamm durch eine langdauernde Belüftung weitgehend mineralisiert wird. Eine nachfolgende Schlammbehandlung kann daher entfallen. Meist wird bis auf den Rechengutzerkleinerer auch auf die mechanische Vorbehandlung des Abwassers verzichtet.

Kleinbelebungsanlagen sind für Anschlußwerte von 100 bis etwa 4000 Einwohnern geeignet. Die Belüftung erfolgt mittels Druckluft (Abb. 33) oder Belüftungswalze. Im allgemeinen werden 12 bis 24 Stunden Belüftungszeit vorgesehen. Um den Ablauf nachzuklären, wird häufig ein Emscherbrunnen nachgeschaltet.

Ebenso wie für Kleinbelebungsanlagen ist es auch für Oxydationsgräben (Abb. 34) günstiger, wenn das zugehörige Entwässerungsnetz nach dem Trennsystem aufgebaut ist. In der Herstellung sind Oxydationsgräben einfacher und billiger. Im allgemeinen ist ohne eine besondere Befestigung des trapezförmigen Grabenquerschnitts auszukommen. Die Luft wird durch Belüftungswalzen zugeführt; die erforderliche Belüftungszeit beträgt etwa 3 Tage. Wenn ein Nachklärbecken vorgesehen wird (siehe Abb. 34), muß außerdem noch eine Schlammpumpe zur Förderung des Rücklaufschlammes (Impf-schlamm) und des Überschussschlammes (zu den Trockenbeeten) installiert werden. Oxydationsgräben werden für Anschlußwerte ab 500 Einwohner gebaut.

Bei den Oxydationsteichen (Abb. 35) wird die Aufenthalts- bzw. Kontaktzeit auf mehrere Wochen verlängert. Dadurch kann meist auf eine künstliche Belüftung verzichtet werden. Die Sauerstoffversorgung geschieht durch Gasaustausch an der freien Oberfläche und durch Assimilation der Algen; daher ist der Flächenbedarf entsprechend groß. Bei einer Durchschnittstiefe von 1 m ist mit einer Belastung von 0,2 Einwohner/m<sup>2</sup> Teichfläche zu rechnen.

Die biologische Reinigung erfolgt im allgemeinen in 3 Stufen:

- anaerobes Vorbecken, gleichzeitig Absetzbecken
- Teich 1 – Algenteich (starke Sauerstoffproduktion; aerobe Abbauvorgänge)
- Teich 2 – Daphnienteich (Beseitigung der überschüssigen Algen und Bakterien).

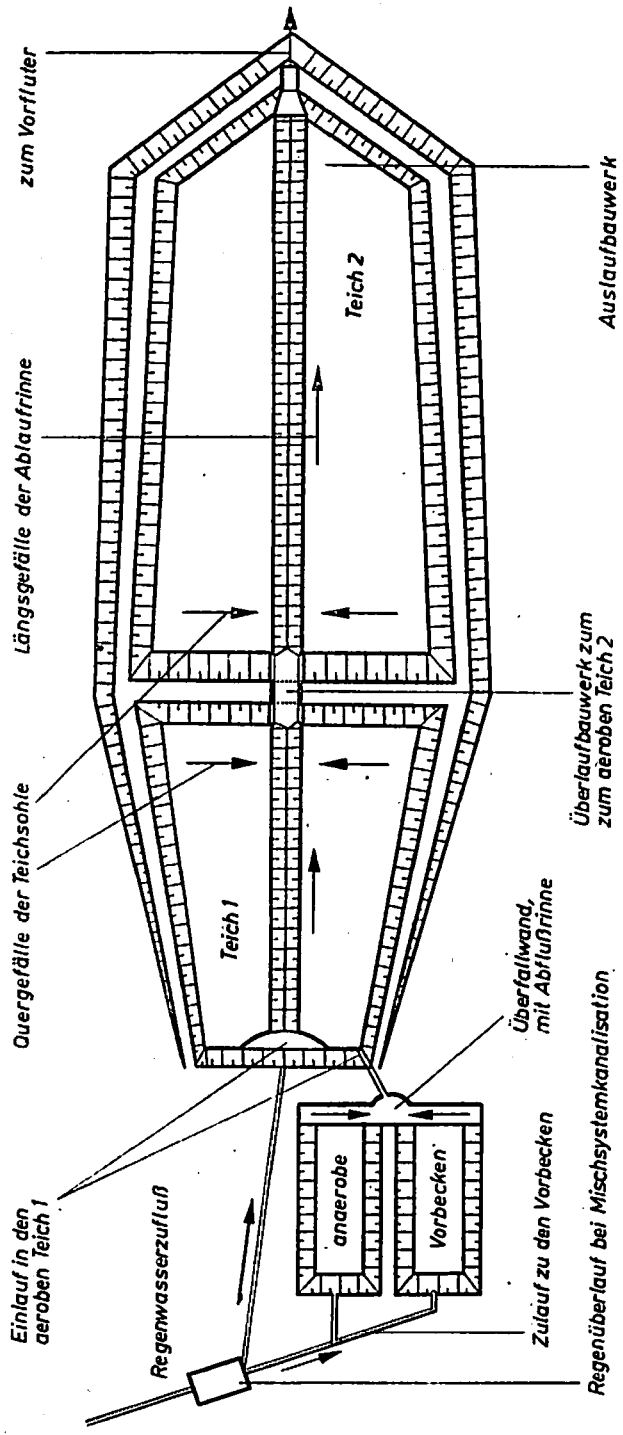


Abb. 35 Oxidationsteich

Wichtig für eine gute natürliche Belüftung des Abwassers ist, daß für die Anlage Standorte mit starker Windeinwirkung ausgewählt werden.  
Oxydationsteiche sind für Landgemeinden bis etwa 2000 Einwohner gut geeignet.

## AUFGABEN

1. Nennen Sie Vor- und Nachteile der künstlichen und der natürlichen biologischen Abwasserbehandlung!
2. Weshalb muß bei Belebtschlammanlagen Impfschlamm aus dem Nachklärbecken zurückgepumpt werden und warum bei den Tropfkörpern nicht?