

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER · ABWASSER · GEWÄSSER

9. SEMINAR ÖWWV

NEUE ENTWICKLUNGEN IN

DER ABWASSERTECHNIK

BAND 15 – WIEN 1974

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER · ABWASSER · GEWÄSSER

BAND 15

NEUE ENTWICKLUNGEN IN DER ABWASSERTECHNIK

VORTRÄGE DES 9. ÖWWV - SEMINARS
RAACH, 4. 3 - 8. 3. 1974

HERAUSGEBER :
PROF. DR. - ING. W. V. D. EMDE
TECHNISCHE HOCHSCHULE WIEN
INSTITUT FÜR WASSERVERSORGUNG,
ABWASSERREINIGUNG UND GEWÄSSERSCHUTZ

116.813 II
15

V o r w o r t

Auch das 9. Seminar des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes mit dem Titel "Neue Entwicklungen in der Abwasserreinigung", das in der Zeit vom 4.3. bis 8.3.1974 im Bundesschulungsheim Raach, Gloggnitz, abgehalten wurde, soll durch die Veröffentlichung der Vorträge in den Wiener Mitteilungen (Wasser - Abwasser - Gewässer) einem größeren Interessentenkreis zugänglich gemacht werden.

Vor 5 Jahren wurde das 4. Seminar über Entwurf, Bau und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen abgehalten und im Band 4 der Wiener Mitteilungen veröffentlicht. Dieser Band wurde in den vergangenen Jahren von vielen Fachkollegen zur Lösung ihrer täglichen Probleme herangezogen. Um der Entwicklung auf dem Gebiet der Klärtechnik Rechnung zu tragen, wurde nunmehr über den heutigen Verfahrensstand berichtet. Der vorliegende Band 15 der Wiener Mitteilungen ergänzt damit das frühere Seminar, enthält die neuen Bemessungs- und Dimensionierungswerte und gibt Einblick in die künftigen Aufgaben zur Gewässerreinigung. Breiter Raum wurde daher den Auswirkungen von Regen- und Mischwasserabläufen auf die Vorfluter sowie den Maßnahmen zu deren Reinhaltung gewidmet.

Besonderer Dank gilt den Vortragenden:

Dr.-Ing. Stephan BARTHA
Projektbüro für Tief- und Wasserbau, Budapest

Dozent Dipl.-Ing.Dr. Werner BIFFL
Hochschule für Bodenkultur, Wien

Dipl.-Ing. Paul G.BRUNNER
Technische Universität München

Reg.Baumeister Dr.-Ing. Carl-Heinz BURCHARD
VEDEWA, Stuttgart

Prof.Dr. Arnold HÖRLER
Zürich

Dr.-Ing. Karl-Heinz KALBSKOPF
Emschergenossenschaft, Essen

Prof.Dr.-Ing. Rolf KAYSER
Technische Universität Braunschweig

Dr.-Ing. Karlheinz KRAUTH
Universität Stuttgart

Baudirektor Dipl.-Ing. Günter KUGEL
Niersverband, Viersen

Dipl.-Ing.Dr. Werner LENGYEL
Wien

Dipl.-Ing.Dr. Norbert MATSCHE
Technische Hochschule Wien

Dipl.-Ing. György MUCSY
VITUKI, Budapest

Dipl.-Ing.Dr. Wolfgang STALZER
Technische Hochschule Wien

Prof.Dr. Karl WUHRMANN
Eidgen.Technische Hochschulen EAWAG, Zürich

Prof.Dr.-Ing. W. v.d. Emde
Technische Hochschule Wien

INHALTSVERZEICHNIS

| | Seite |
|---|-------|
| Paul G. Brunner: Verunreinigung der Gewässer durch Regenwasser | A - 1 |
| Karlheinz Krauth: Verunreinigung der Gewässer durch Mischwasser | B - 1 |
| Arnold Hörler: Schutz der Gewässer vor Mischwasser | C - 1 |
| Karl Wuhrmann: Zukunftsforderungen an den Gewässer- schutz | D - 1 |
| Wilhelm von der Emde: Belebungsverfahren | E - 1 |
| Rolf Kayser: Belüftungssysteme | F - 1 |
| Karl-Heinz Kalbskopf: Nachklärbecken für Belebungsanlagen | G - 1 |
| Norbert Matsché: Belebungsverfahren mit N- und P-Entfernung | H - 1 |
| Werner Biffl: Kunststofftropfkörper | J - 1 |
| Carl-Heinz Burchard: Betriebsorganisation und Betriebsüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen | K - 1 |
| Stephan Bartha: Güllebehandlung aus Massentierhaltung in Ungarn | L - 1 |

| | Seite |
|--|-------|
| Wolfgang Stalzer: Schlammentwässerung mit Druckbandfiltern und Zentrifugen | M - 1 |
| Karl-Heinz Kalbskopf: Thermische Konditionierung und Filterpressen | N - 1 |
| Günter Kugel: Geordnete landwirtschaftliche Klärschlammver- wertung | O - 1 |
| György Mucsy: Beitrag zur Frage der aeroben Schlammstabi- lisierung | P - 1 |

Paul G. Brunner:

Verunreinigung der Gewässer durch Regenwasser

1. Herkunft der Verschmutzung des Regenwassers

Seit langem ist bekannt, daß das aus Siedlungsgebieten abfließende Regenwasser durch Feststoffe in ungelöster und gelöster Form, organische Substanzen, Nährstoffe und Bakterien verunreinigt ist. Daher soll zunächst auf die wichtigsten Quellen und Ursachen der Regenwasserverschmutzung eingegangen werden.

Die augenfälligsten Schmutzstoffe in Siedlungsgebieten sind Abfälle aller Art, soweit sie im Stadt- und Straßenverkehr durch Fußgänger und Autofahrer verursacht werden. Dazu gehören Verpackungsmaterial, Fahrscheine, Zigarettenreste, Obst- und Gemüsereste, Erbrochenes und Auswurf. Hinzu kommt Material, das beim Einsammeln und Transport von Hausmüll sowie durch unsachgemäß beladene bzw. überladene Transportfahrzeuge verschüttet wird. Große und kleine Hochbaumaßnahmen, Straßenausbesserungen, Rohr-, Kabel- und Kanalarbeiten bringen entsprechend ihrem Umfang Erde, Schlamm und Kies auf die Straßen. Die Oberflächen der Straßen sowie die Reifen der Kraftfahrzeuge werden durch den fließenden Verkehr abgenutzt und der Abrieb lagert sich als Staub und Schlamm ab. Hinzu kommen im Winter Streugut in Form von Tausalz oder Sand und Splitt, der unter der Einwirkung des Verkehrs zermahlen wird. Durch Leckagen an Motoren und Achsen sowie bei Verkehrsunfällen gelangen Öl und Benzin auf den Straßenkörper. Vegetationsbestandteile wie Knospenhüllen, Blütenblätter und Laub tragen vom Frühjahr bis zum Herbst zur organischen Verschmutzung bei und setzen Nährstoffe frei. Besonders tritt dabei Blütenstaub hervor, der im Frühjahr und Sommer vom Wind aus Gärten und öffentlichen Grünanlagen auf Dächer und Straßen geweht wird. Nicht unwesentlich ist die Verschmutzung infolge von Exkrementen der Tiere, insbesondere von Hunden, die heute schon der Menge nach die Ablagerungen von Pferdekot früherer Zeit übertreffen und zur bakteriologischen Verschmutzung von

Regenwasser beitragen.

In Siedlungsgebieten von Großstädten stellt der Staubbiederschlag aus der Luft eine besonders wichtige Verschmutzungsquelle dar. Er wird durch Emissionen aus den Schornsteinen des Hausbrands, der Gewerbe- und Industriebetriebe sowie durch die Emissionen der Kraftfahrzeugmotoren verursacht.

Die groben Stoffe des Straßenschmutzes könnten durch die Straßenreinigung entfernt werden. Dabei darf nicht übersehen werden, daß die Straßenreinigung nicht allzu häufig erfolgt und die Reinigung der Rinnsteine, in denen der Schmutz sich besonders ansammelt, durch parkende Kraftfahrzeuge in ihrer Wirksamkeit stark beeinträchtigt ist. Andererseits kann die feinkörnige Staubfraktion des Straßenkehrichs durch die Straßenreinigungsgeräte nur in geringem Umfang aufgenommen und entfernt werden. Die Abspülung der Stoffe, die von der Straßenreinigung nicht erfaßt werden, übernehmen dann die Niederschläge und transportieren sie über die Kanalisationen in die Gewässer. Über das Ausmaß der Verschmutzung von in Trennkanalisationen in die Gewässer geleitetes Oberflächenwasser aus Siedlungsgebieten soll im folgenden berichtet werden.

2. Langfristige Untersuchungen über die Verschmutzung des in der Trennkanalisation abfließenden Regenwassers

2.1. Beschreibung der Meßgebiete

Die älteste Untersuchung wurde in der Zeit von April 1953 bis April 1954 in Oxhey, England durchgeführt (10). Es handelt sich dabei um ein modernes Baugebiet mit Wohnungen, Geschäften, Schulen, einem Waldgebiet und unbebauten Flächen.

Eine weitere Untersuchung fand in der Zeit von Juli 1962 bis Juli 1964 in der Großstadt Cincinnati, USA statt (8), (9).

Die Messungen erfolgten in einem abseits des Stadtzentrums gelegenen Teilentwässerungsgebiet, das mit Einfamilienhäusern, Mehrfamilienhäusern, Geschäften und öffentlichen Gebäuden bebaut ist.

In der Zeit zwischen April und Oktober 1964 sowie zwischen April und November 1965 wurden in der Stadt Ann Arbor, USA ebenfalls Verschmutzungsmessungen durchgeführt (1), (3). Das Einzugsgebiet der Meßstelle erfaßte einen erheblichen Teil des Stadtgebiets, das vorwiegend Wohnzwecken dient, viele öffentliche Einrichtungen und ausgedehnte Grünflächen aufweist.

Aufschlußreich ist die Untersuchung über die Verschmutzung des Regenwassers, die in der Zeit zwischen September 1968 und September 1969 in der Großstadt Tulsa, USA durchgeführt wurde (4). Da seit langem bekannt ist, daß die Verschmutzung einzelner Stadtteile stark unterschiedlich sein kann, wurden fünfzehn Teilentwässerungsgebiete der verschiedensten Größe untersucht. Dabei wurden die Abflüsse von Wohngebieten, Gewerbegebieten, Industriegebieten, ein Flugplatz und ein Golfplatz erfaßt.

Nahezu alle zitierten Untersuchungen wurden in Amerika vorgenommen. Die einzige Untersuchung über die Qualität von Niederschlagswasser im deutschen Sprachraum wurde 1961 von H. Kurzweil in Wien durchgeführt (6), (7). Messungen aus dem Mitteleuropäischen Raum sind deshalb wünschenswert, weil die Dichte der Bebauung, die Ausführung des Entwässerungsnetzes, die bauliche Ausbildung von Straßen, die Verkehrsdichte und die Art der Straßenreinigung sich in manchen Punkten von den Vereinigten Staaten unterscheiden. Kurzweil hat nun im Gegensatz zu den angeführten amerikanischen und englischen Studien nicht Niederschlagswasser aus dem Regenwasserkanal eines größeren Siedlungsgebietes, das aus Abflüssen von Straßen, Gehsteigen, Parkplätzen, Hofflächen, Dächern sowie eventuell von unbefestigten Flächen gemischt ist, untersucht, sondern den Abfluß von kleinen begrenzten Teilflächen in Wien. Im Juni und Juli 1961 nahm er Proben von einem Eternitdach, im Juni bis September 1961 von einem Pappdach, beide in einer sauberen Siedlung

gelegen. Im September 1961 nahm er sich den Abfluß von einem Blechdach in der Innenstadt vor. Vom 3. Juni bis 7. September 1961 untersuchte er dann Abflüsse aus dem Rinnstein einer Straße in einer sauberen Siedlung und vom 29. Mai bis 29. September zog er Proben aus dem Rinnstein zweier Großstadtstraßen in Wien.

2.2. Mittlere Konzentrationen verschiedener Inhaltsstoffe im Regenwasser von Trennkanalisationen

Tabelle 1 gibt Aufschluß über Mittelwerte der im Regenwasser enthaltenen abfiltrierbaren Stoffe, den verglühbaren Anteil der abfiltrierbaren Stoffe sowie über die gelösten Feststoffe und deren verglühbaren Anteil.

Mit Ausnahme von Oxhey handelt es sich bei den angegebenen Konzentrationen um das arithmetische Mittel der einzelnen Analysenwerte des Meßzeitraums. Zunächst sind die Werte aus den fünfzehn Teilentwässerungsgebieten von Tulsa aufgeführt. Für Cincinnati sind zwei Meßergebnisse angegeben, und zwar zunächst für den zweijährigen Meßzeitraum und dann für den einjährigen. Ebenso sind von Ann Arbor zunächst die Werte aus dem Jahre 1965 und dann von 1964 angegeben. Man erkennt deutlich, wie die unterschiedliche Dauer des Meßzeitraums die Ergebnisse beeinflussen kann. Man erkennt ferner, daß zwischen den einzelnen Städten als auch innerhalb einer Stadt erhebliche Abweichungen auftreten können. Der Mittelwert der abfiltrierbaren Stoffe liegt etwa bei 240 mg/l . Dieser Wert kann jedoch in Einzelfällen erheblich überschritten werden. In einem Industriegebiet von Tulsa wurde ein Mittelwert von 2050 mg/l gemessen. Das ist darauf zurückzuführen, daß dieses Gebiet während des Untersuchungszeitraums noch im Ausbau war und zahlreiche Baustellen aufwies. In Ann Arbor hingegen ist der hohe Wert von 2080 mg/l abfiltrierbarer Stoffe auf die dort vorhandene Bodenart zurückzuführen, die bei starken Regenereignissen durch Erosion von Gartenflächen und unbebautem Gelände abgeschwemmt wurde. Eine mittlere Konzentration von 2000 mg/l ist im deutschsprachigen Raum, wo man tunlichst be-

strebt ist, unbebaute Flächen in Siedlungsgebieten durch Rasen vor Erosion zu schützen, kaum zu erwarten. Hingegen ist eine mittlere Konzentration der abfiltrierbaren Stoffe zwischen 150 und 400 mg/l durchaus möglich.

Tabelle 1: Mittlere Konzentrationen der im Regenwasser von Trennkanalisationen enthaltenen Feststoffe

| Ort und Art der Nutzung | Abfiltrierbare Stoffe (mg/l) | Glühverlust d. abfiltrierbaren Stoffe (mg/l) | Gelöste Feststoffe (mg/l) | Glühverlust d. gelösten Feststoffe (mg/l) |
|----------------------------|------------------------------|--|---------------------------|---|
| TULSA: 9.68 - 9.69 | | | | |
| Leichte Industrie | 2 052 | 296 | 190 | 111 |
| Mittl. Industrie | 340 | 83 | 276 | 87 |
| Mittl. Industrie | 195 | 55 | 151 | 66 |
| Gewerbe | 300 | 61 | 132 | 71 |
| Wohnen - Gewerbe | 401 | 95 | 174 | 83 |
| Gewerbe - Wohnen | 169 | 48 | 106 | 70 |
| Wohnen | 280 | 53 | 400 | 317 |
| Wohnen | 84 | 28 | 328 | 124 |
| Wohnen | 240 | 96 | 141 | 75 |
| Wohnen | 260 | 70 | 157 | 98 |
| Wohnen | 332 | 85 | 137 | 73 |
| Wohnen | 136 | 54 | 135 | 76 |
| Wohnen | 183 | 122 | 89 | 56 |
| Flugplatz | 89 | 24 | 110 | 59 |
| Golfplatz | 445 | 206 | 147 | 53 |
| CINCINNATI: 7.62 - 7.64 | | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 227 | 57 | - | - |
| CINCINNATI: 7.62 - 9.63 | | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 210 | 53 | - | - |
| ANN ARBOR: 4.65 - 11.65 | | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 2 080 | 218 | - | - |
| ANN ARBOR: 5.64 - 10.64 | | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 1 280 | - | - | - |
| OXHEY: 4.53 - 4.54 | | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 194 | - | - | - |

Der mittlere Glühverlust der abfiltrierbaren Stoffe schwankt zwischen etwa 50 und 100 mg/l . Das entspricht etwa 20% bis 40% der abfiltrierbaren Stoffe. Der Glühverlust liefert in der Abwasseranalytik einen Anhalt für den Anteil der organischen Substanzen in den Feststoffen.

Der mittlere Gehalt an gelösten Feststoffen liegt bei den meisten der hier zitierten Untersuchungsgebiete zwischen 100 und 200 mg/l . Bei der Interpretation dieser Werte muß festgestellt werden, daß im Winterhalbjahr offensichtlich keine Tausalzstreuung zur Verhinderung der Glättebildung auf Straßen stattfand. In der Alpenregion und in Süddeutschland, wo besonders in den dichtbesiedelten Gebieten im Winter Tausalz gestreut wird, liegt der Gehalt an gelösten Stoffen im Winterhalbjahr sicher über 200 mg/l .

Der organische Anteil der gelösten Stoffe ist in der frostfreien Zeit mit ca. 40% - 60% höher als der der abfiltrierbaren Stoffe. Falls im Winter Tausalz gestreut wird, gilt das nicht mehr. Infolge des hohen Salzgehaltes sinkt dann der organische Anteil der gelösten Stoffe auf etwa 10%.

Der Gehalt des Regenwassers an organischen Substanzen, ausgedrückt als Biochemischer Sauerstoffbedarf (BSB_5) und als Chemischer Sauerstoffbedarf (CSB), ist der Tabelle 2 zu entnehmen.

Bei der Bestimmung des BSB_5 werden nur diejenigen organischen Substanzen erfaßt, die durch Bakterien leicht abbaubar sind. Daneben gibt es eine Reihe organischer Schadstoffe, die biologisch schwer abbaubar sind, also nur einen geringen BSB_5 liefern. Derartige biologisch schwer abbaubare organische Stoffe werden durch die Bestimmung des Chemischen Sauerstoffbedarfs zutreffender erfaßt als durch den BSB_5 . In Tabelle 2 ist als Maßstab für den CSB der Verbrauch an Kaliumbichromat ($\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$), ausgedrückt in äquivalenten Mengen Sauerstoff, angegeben. Die Werte liegen zwischen 50 und 110 mg/l . Nach eigenen Untersuchungen ist für unsere Verhältnisse eher die obere Grenze von 110 mg/l zutreffend.

Tabelle 2: Mittlere Konzentrationen des Biochemischen Sauerstoffbedarfs (BSB₅) sowie des Chemischen Sauerstoffbedarfs (CSB) von Regenwasser aus Trennkanalisationen

| | CSB Mittel mg/l | BSB ₅ Mittel mg/l | $\frac{BSB_5}{CSB}$ |
|----------------------------|-----------------------|------------------------------------|---------------------|
| TULSA: 9.68 - 9.69 | | | |
| Leichte Industrie | 110 | 13 | 0,118 |
| Mittl. Industrie | 103 | 14 | 0,136 |
| Mittl. Industrie | 90 | 12 | 0,133 |
| Gewerbe | 107 | 11 | 0,103 |
| Wohnen - Gewerbe | 116 | 14 | 0,121 |
| Gewerbe - Wohnen | 45 | 8 | 0,178 |
| Wohnen | 65 | 8 | 0,123 |
| Wohnen | 48 | 8 | 0,167 |
| Wohnen | 115 | 15 | 0,130 |
| Wohnen | 117 | 10 | 0,085 |
| Wohnen | 88 | 15 | 0,170 |
| Wohnen | 138 | 18 | 0,131 |
| Wohnen | 42 | 12 | 0,286 |
| Flugplatz | 45 | 8 | 0,178 |
| Golfplatz | 53 | 11 | 0,208 |
| CINCINNATI: 7.62 - 7.64 | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 111 | 17 | 0,153 |
| CINCINNATI: 7.62 - 9.63 | | | |
| Wohnen - Gewerbe | 99 | 19 | 0,192 |
| ANN ARBOR: 4.65 - 11.65 | | | |
| Wohnen - Gewerbe | - | 28 | - |
| OXHEY: 4.53 - 4.54 | | | |
| Wohnen - Gewerbe | - | 7 | - |

Das arithmetische Mittel der BSB₅ Bestimmungen liegt nach Tabelle 2 zwischen 7 und 28 mg/l. Das ist eine relativ geringe Verschmutzung, die günstiger ist als die Beschaffenheit der Abläufe vieler biologischer Kläranlagen. Dabei darf aber nicht übersehen werden, daß dieser Mittelwert häufig bedeutend überschritten wird.

Bereits von Oxhey, wo der mittlere BSB₅ nur 7 mg/l betragen haben soll, wird berichtet, daß der Maximalwert des BSB₅ 100 mg/l betrug, in Ann Arbor waren es 62 mg/l, in Cincinnati 173 mg/l. Eigene Untersuchungen ergaben, daß nach längeren Trockenperioden während der ersten Zeit des Abflusses der BSB₅ häufig über 100 mg/l lag. Der Maximalwert des BSB₅ stieg sogar auf 190 mg/l.

In diesem Zusammenhang ist die Untersuchung von Kurzweil in Wien interessant (6), (7). Kurzweil hat aus 17 Proben von Dächern, 16 Proben von Vorortsstraßen und 27 Proben von Großstadtstraßen den Chemischen Sauerstoffbedarf, und zwar ausgedrückt als Kaliumpermanganatverbrauch (KMNO_4) bestimmt. Der Kaliumpermanganatverbrauch wurde in der Vergangenheit sehr häufig anstelle des Kaliumbichromatverbrauchs ($\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) angewendet. Aus den KMNO_4 Werten errechnete Kurzweil den BSB_5 :

$$\text{BSB}_5 = 0,2 \cdot \text{KMNO}_4$$

Anhand dieser vereinfachenden Annahme kommt er zu folgendem Ergebnis

Sauberes Siedlungsgebiet:

| | | | |
|----------------------------|---|-----------|------|
| BSB_5 von Dächern | = | 2 bis 5 | mg/l |
| BSB_5 von Straßen | = | 15 bis 25 | mg/l |
| Mittel | = | 15 | mg/l |

Dichtbesiedeltes Großstadtgebiet

| | | | |
|----------------------------|---|-----------|------|
| BSB_5 von Dächern | = | 10 bis 15 | mg/l |
| BSB_5 von Straßen | = | 30 bis 50 | mg/l |
| Mittel | = | 30 | mg/l |

Es muß betont werden, daß es sich bei der Herleitung dieser Zahlen um eine grobe Näherungsmethode handelt, die im Ergebnis aber die richtige Größenordnung liefert.

3. Zeitlicher Verlauf der Konzentrationen und Frachten von Schmutzstoffen in Regenwasser

In den Jahren 1967 und 1968 wurden von K.H.Krauth in Stuttgart-Büsnau Untersuchungen über die Verschmutzung des Regenwasserabflusses im Mischsystem durchgeführt (5). Dabei stellte er fest, daß der Verlauf der Konzentration der Verschmutzung eines Abflussereignisses bestimmten Gesetzmäßigkeiten unterliegt. Gemäß den Stuttgarter Forschungsergebnissen ist in kleineren

Einzugsgebieten die Konzentration zu Beginn eines Abflußereignisses am größten und nimmt mit wachsender Abflußdauer ab. Diese Erscheinung wird "Spülstoß" genannt. Dort wo ein Spülstoß auftritt, wird zweckmäßigerweise das stark verschmutzte Wasser des Spülstoßes in einem Regenbecken, "Fangbecken" genannt, aufgefangen, und das nach der Füllung des Beckens noch zufließende, bereits weniger verschmutzte Wasser vor dem Becken entlastet. Diese Überlegungen haben ihren Niederschlag in den von der Internationalen Gewässerschutzkommission für den Bodensee erarbeiteten Vorschlägen zur "Bemessung und Gestaltung von Regentlastungsanlagen" gefunden und werden auch in den deutschen "Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regentlastungen in Mischwasserkanälen" der Abwassertechnischen Vereinigung enthalten sein. Offen ist bislang, wieweit diese für Mischsysteme entwickelten Vorstellungen auch auf Trennkanalisationen übertragen werden können und sollen.

Der Verfasser hat nun in den Jahren 1972 und 1973 am Institut für Wasserwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen der Technischen Universität München Messungen über die Verschmutzung des Abflusses im Regenwasserkanal einer Trennkanalisation durchgeführt. In der Gemeinde Pullach bei München stand ein sehr sorgfältig ausgeführtes Trennsystem zur Verfügung, das für den Einbau der erforderlichen Meßinstrumente geeignet war. Die Einzugsgebiete in Pullach und Stuttgart-Büsnau sind vergleichbar: Beide können als Wohngebiete von Stadtrand-siedlungen charakterisiert werden und entsprechen dem Typ, den Kurzweil "Sauberes Siedlungsgebiet" genannt hat. Mit 23 ha Einzugsgebiet und 8,2 ha befestigte Straßen-, Hof- und Dachflächen ist das Pullacher Gebiet nur etwa 25% kleiner als das Meßgebiet Stuttgart-Büsnau.

Der typische, in einer Trennkanalisation auftretende Verlauf der Verschmutzung während eines Regenereignisses soll nun im folgenden an einem repräsentativen Beispiel beschrieben werden. Es handelt sich um ein durchschnittliches Niederschlagsereignis, wie es im Frühling, Sommer und Herbst häufig auf-

tritt. Das vorausgehende Regenereignis liegt 4 Tage und 16 Stunden zurück und brachte nur eine teilweise Ausspülung der angesammelten Schmutzstoffe. Das vorletzte Regenereignis, das ebenfalls nur eine teilweise Spülung lieferte, liegt 11 Tage und 4 Stunden zurück. Vorausschickend sei bemerkt, daß allen folgenden, auf einen Hektar Fläche bezogenen Zahlenangaben die befestigten Flächen des Einzugsgebietes zugrundeliegen.

Der Niederschlag setzt mit einem schwachen Vorregen ein, der einen Abfluß von 1,2 Litern je Sekunde und Hektar befestigten Einzugsgebietes liefert. Diesem Vorläufer folgt ein stärkerer Hauptregenabschnitt, der einen maximalen Abfluß von 8,7 l/s ha brachte. Diesem Hauptregen folgt ein mehrstündiger Nachregen mit maximal 1,0 l/s ha Abflußintensität. Die Schleppkraft des

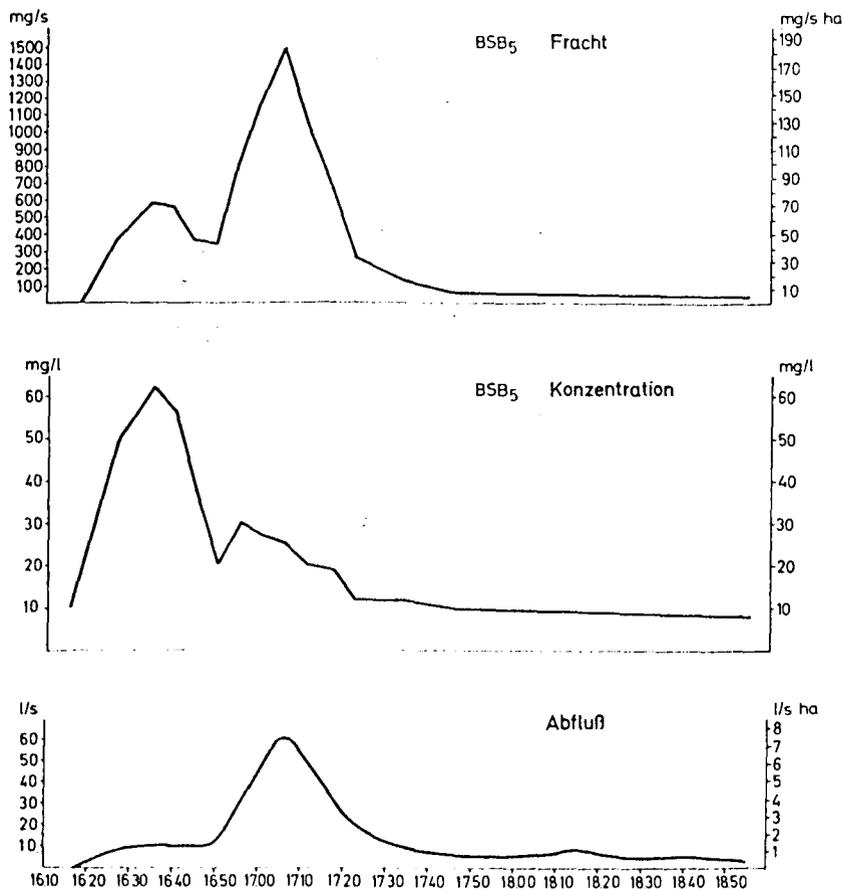


Abb. 1: Zeitlicher Verlauf von Konzentration und Fracht des BSB₅ im Regenwasser während eines Abflußereignisses

Vor- und Nachregenabschnittes muß als gering bezeichnet werden. Auch die Schleppkraft des Hauptregenerignisses reicht nicht aus, um alle auf den Straßen und Dächern angesammelten Feststoffe ins Kanalnetz zu transportieren. Ein Abfluß von den Rasen- und Grünflächen fand nicht statt. Die Bilder 1,2,3,4,5, zeigen den zeitlichen Verlauf der Schmutzkonzentrationen und der auf die befestigten Flächen bezogenen sekundlichen Frachten während der drei Hauptregenabschnitte. Dargestellt werden der Biochemische Sauerstoffbedarf BSB_5 und der Chemische Sauerstoffbedarf $KMNO_4$. Beide charakterisieren die organische Verschmutzung des Abflusses. Die abfiltrierbaren Feststoffe, das sind organische und mineralische Schlammengen, bestimmen die Trübung und damit die optische Beschaffenheit des Abflusses. Aus den absetzbaren Stoffen ersehen wir das Volumen der Schlammengen, die sich im Vorfluter ablagern. Die gelösten Feststoffe bestehen aus mineralischen Salzen und aus organischen Substanzen. Sie können durch mechanische Reinigungsprozesse nicht entfernt werden.

Bild 1 zeigt zunächst den Verlauf der Konzentration des BSB_5 . Man erkennt sofort, daß das Maximum von 62 mg/l nicht während des Hauptregenabschnittes, sondern während des Vorregens auftritt. Von Abflußbeginn an steigt die BSB_5 Konzentration stetig an, erreicht nach 18 Minuten ihr Maximum und fällt dann stetig ab, während sich der Abfluß des Regenwassers kaum verändert. Mit Einsetzen des Hauptregenabflusses steigt die BSB_5 -Konzentration infolge der vergrößerten Schleppkraft wieder an, erreicht aber mit 30 mg/l nur noch die Hälfte des ersten Spülstosses. Während der Abfluß noch stetig wächst, beginnt die Konzentration wieder stetig zu fallen. Beim Abflußmaximum beträgt sie nur noch 25 mg/l und verbleibt dann im Verlauf des Nachregens im Bereich von etwa 10 mg/l . Würde jetzt als weiterer Nachregen nochmals ein Abfluß in der Größe des Hauptregens folgen, so hätte das auf die Konzentration des BSB_5 kaum noch einen merklichen Einfluß.

Betrachtet man dagegen die pro Sekunde transportierten Frachten, so zeigt sich ein völlig anderes Bild. Die Ganglinie des Frachtverlaufes sieht ähnlich aus wie die Ganglinie des Abflusses, allerdings ist die sekundliche Fracht während des Vorregens neunmal größer als während des Nachregenabschnittes. Das Auftreten der maximalen sekundlichen Fracht fällt mit dem Abflußmaximum zusammen, wohingegen die Konzentration des BSB_5 zu diesem Zeitpunkt schon weit unter ihr Maximum gesunken ist.

Wie sieht nun der beschriebene Sachverhalt bei anderen Verschmutzungsparametern aus? Betrachtet man in Bild 2 den Verlauf des KMNO_4 , so läßt sich feststellen, daß sowohl der Verlauf der Konzentration als auch der Fracht den Verhältnissen beim BSB_5 sehr ähnlich ist.

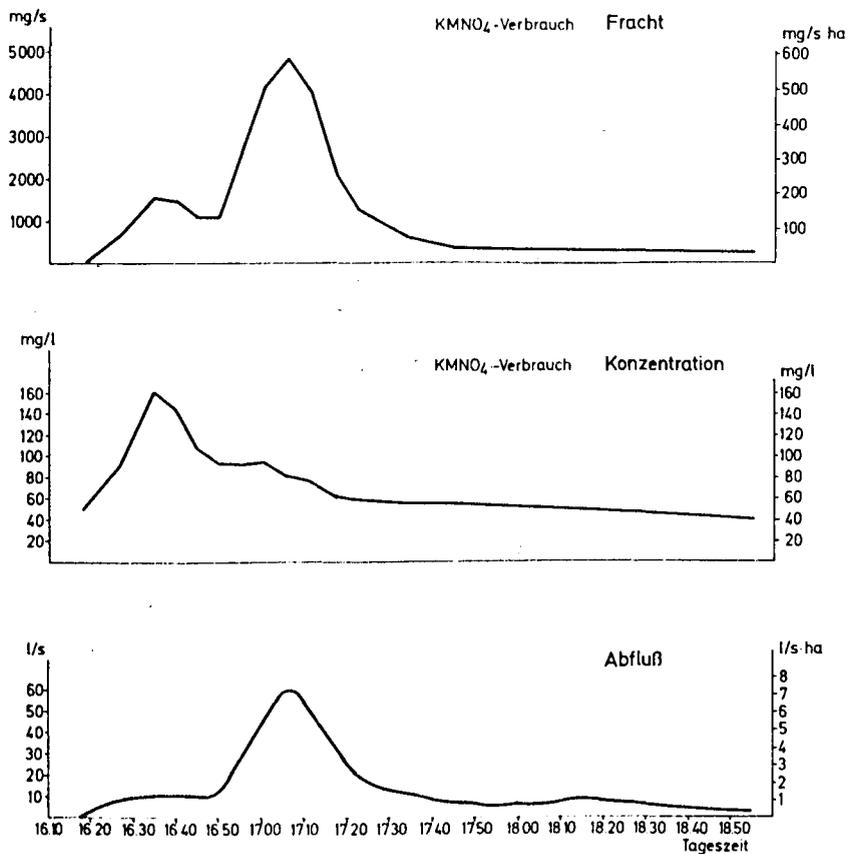


Abb.2: Zeitlicher Verlauf von Konzentration und Fracht des KMNO_4 im Regenwasser während eines Abflußereignisses

Wiederum tritt die maximale Konzentration von 160 mg/l zu Abflußbeginn zum gleichen Zeitpunkt wie beim BSB_5 auf, um dann stetig abzusinken. Das Einsetzen des Hauptregenereignisses verhindert zwar ein weiteres Absinken, führt aber zu keinem nennenswerten Anstieg. Beim maximalen Abfluß sinkt die Konzentration bereits stetig bis gegen Abflußende. Der Verlauf der KMNO_4 -Fracht stimmt weitgehend mit dem Verlauf der BSB_5 -Fracht überein, wobei ein ausgeprägtes sekundliches Frachtmaximum mit dem Abflußmaximum zusammenfällt.

Den Verlauf der abfiltrierbaren Stoffe zeigt Bild 3.

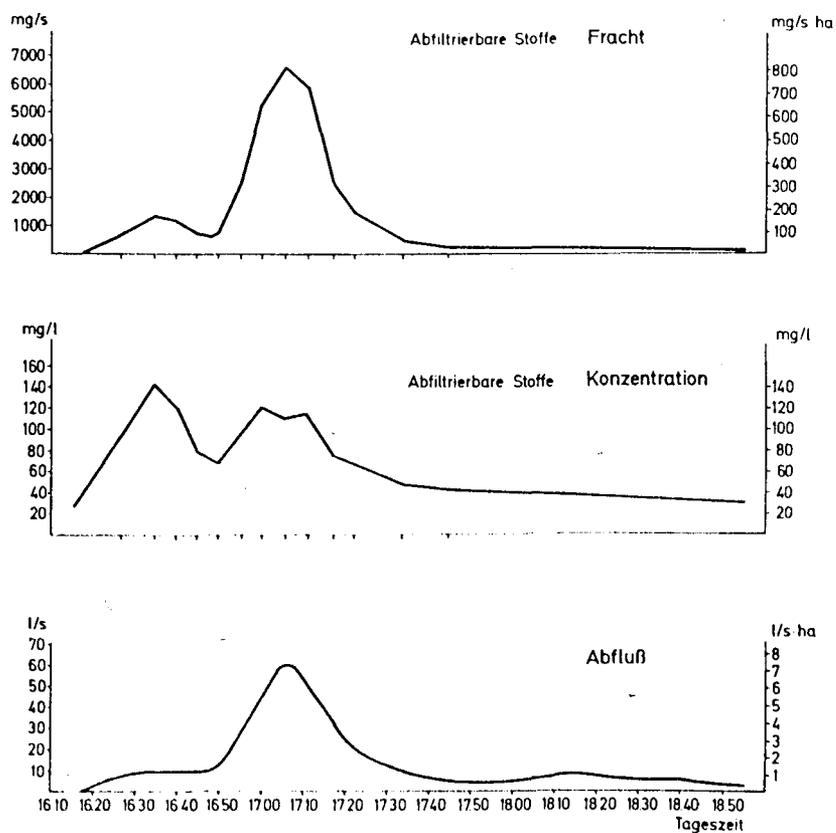


Abb.3: Zeitlicher Verlauf von Konzentration und Fracht der abfiltrierbaren Stoffe im Regenwasser während eines Abflußereignisses

Wiederum steigt die Konzentration nach Abflußbeginn stetig an und erreicht zum gleichen Zeitpunkt wie der BSB_5 und KMNO_4 ihr Maximum, um dann - wie bereits beschrieben - stetig abzusinken. Allerdings erfolgt beim Hauptregenabfluß wieder ein kräftiges Anwachsen, ausgesprägter als bei allen anderen Stoffen. Der Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen hängt nämlich stark von der jeweiligen Schleppkraft des Wassers auf den Straßenoberflächen und im Kanal ab. Die Ganglinie der Frachten dagegen ist wiederum sehr ähnlich dem Frachtverlauf des BSB_5 und KMNO_4 .

Bild 4 zeigt den Verlauf der absetzbaren Stoffe im Regenwasser. Gemessen wurde das Volumen der absetzbaren Stoffe im ruhenden Wasser (Imhofftrichter) nach 30 Minuten Absetzzeit.

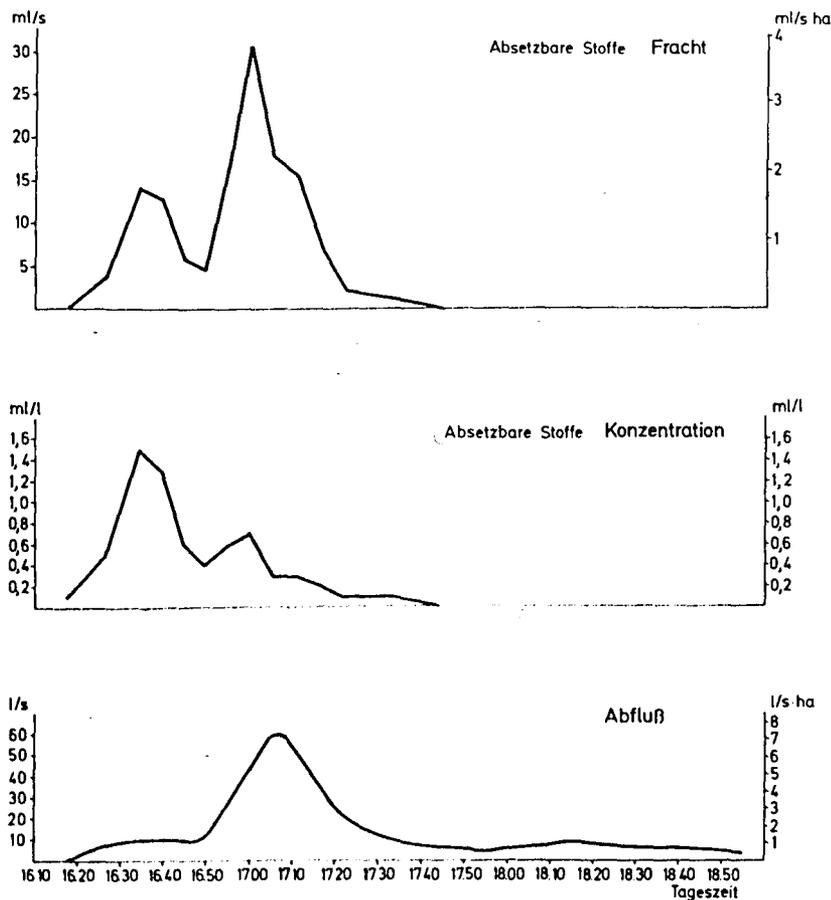


Abb.4 Zeitlicher Verlauf von Konzentration und Fracht der absetzbaren Stoffe im Regenwasser während eines Abflußereignisses

Kennzeichnend für die absetzbaren Stoffe ist, daß sie nach einiger Abflußdauer verschwinden. So sind während des Nachregens keine absetzbaren Stoffe mehr vorhanden. Bei anderen Regenwasserinhaltsstoffen kommt ein derartiger Sachverhalt kaum vor. Ansonsten zeigt auch der Verlauf der absetzbaren Stoffe das uns nun bereits vertraute Bild: Allmählicher Anstieg zum Maximum während des Vorregens wie beim BSB_5 , KMNO_4 und den abfiltrierbaren Stoffen. Dann allmähliches Absinken und Wiederanstiegen auf $0,7 \text{ ml/l}$ während des Hauptregens, ohne daß die maximale Konzentration von $1,6 \text{ ml/l}$ des vorigen Ereignisses mehr erreicht wird. Während des maximalen Abflusses ist der Gehalt an absetzbaren Stoffen mit $0,3 \text{ ml/l}$ nur noch gering.

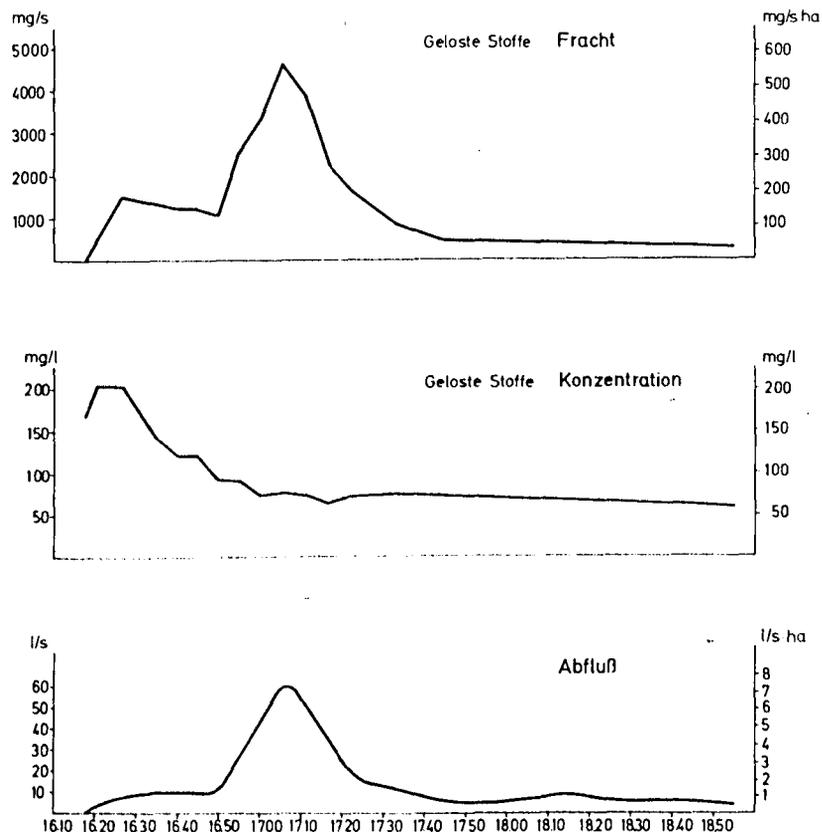


Abb.5 Zeitlicher Verlauf von Konzentration und Fracht der gelösten Stoffe während eines Abflußereignisses

Die Frachtganglinie der absetzbaren Stoffe weicht von den Ganglinien der anderen Schmutzstoffe ab. Hier tritt die maximale sekundliche Fracht bereits vor Erreichen des maximalen Abflusses des Hauptregens auf.

In Bild 5 ist das Verhalten der gelösten Stoffe dargestellt. Die Konzentration der gelösten Stoffe verläuft etwas anders als bislang beschrieben. Es soll nochmals daran erinnert werden, daß beim BSB_5 , KMNO_4 , abfiltrierbaren und absetzbaren Stoffen das Wasser in den allerersten Minuten nach Abflußbeginn um 16.17 Uhr relativ sauber war. Dann wuchs die Verschmutzung zu einem Maximalwert, der in unserem Beispiel 18 Minuten später auftrat. Für die gelösten Stoffe ist charakteristisch daß die größte Konzentration in aller Regel gleich zu Abflußbeginn auftritt. Während der gesamten Abflußzeit nimmt sie stetig ab, unabhängig von den einzelnen Phasen des Abflußgeschehens. Der Frachtenverlauf ergibt allerdings ein ähnliches Bild wie die anderen Parameter.

4. Zusammenfassung und Folgerungen

Die vorangegangenen Ausführungen haben gezeigt, daß der Verlauf der Verschmutzung während eines Abflußereignisses auch in einer Trennkanalisation bestimmten Gesetzmäßigkeiten unterliegt. Allgemein kann man sagen, daß die Verschmutzung im Verlauf eines Abflußereignisses abnimmt. Wichtig ist die Beobachtung, daß auch geringe Abflüsse ohne besondere Schleppkraft hohe Verschmutzungskonzentrationen aufweisen können, wie der Vorregenabschnitt unseres Beispiels zeigt.

Die mittlere Verschmutzung, aus allen Abflußabschnitten mehrerer Regenereignisse ermittelt, liegt durchaus im Bereich der Größenordnung, wie sie in Tabelle 1 und 2 dargestellt und in Abschnitt 2.2 beschrieben wurde. Dabei darf aber nicht übersehen werden, daß die Konzentration zum Beginn von Abflußereignissen

häufig hoch sind. Während dieser Abflußphase muß also durchaus von "dünnem Abwasser" gesprochen werden.

Ein wirksamer Gewässerschutz ist durch den Bau eines Regenbeckens vor der Ausmündung eines Regenwasserkanals in den Vorfluter möglich. Regenbecken im Trennsystem sollen nach ähnlichen Grundsätzen bemessen und betrieben werden wie Regenüberlaufbecken im Mischsystem. Die Beckengröße wird zweckmäßigerweise 10 bis 15 m³ je Hektar befestigter Fläche des Einzugsgebietes betragen müssen. Ein derartiges Regenbecken muß nach jedem Regenereignis entleert werden. Voll wirksam für den Gewässerschutz wird ein Regenbecken im Trennsystem erst, wenn der Entleerungsabfluß Q_{ab} in den Schmutzwasserkanal übergeleitet und einer vollbiologischen Kläranlage zugeleitet wird. Häufig wird diese Überleitung durch Pumpen erfolgen müssen. Der Entleerungsabfluß Q_{ab} soll etwa so groß sein wie der Trockenwetterabfluß Q_{tw} des Schmutzwasserkanals.

Es kommt uns zugute, daß die größten Schmutzkonzentrationen nicht irgendwann im Verlauf eines Abflußereignisses auftreten, sondern zumeist beim Abflußbeginn. Daher liegt es nahe, ein Regenbecken im Trennsystem als "Fangbecken" auszubilden, das den Spülstoß zu speichern vermag. Das Regenwasser mit der höchsten Schmutzkonzentration wird im Becken abgefangen. Nach der Füllung des Beckens wird das zufließende, weniger verschmutzte Wasser über den vor dem Becken angeordneten Beckenüberlauf BÜ in den Vorfluter entlastet. Nach der Füllung wird das Becken also nicht mehr vom Regenwasser durchflossen.

Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß auch das Trennsystem nicht unwesentliche Verschmutzungen in ein Gewässer einbringt und daher zur Sanierung Regenbecken nötig sind, wird sich der planende Ingenieur bei Neubaumaßnahmen sehr häufig für das Mischsystem entscheiden.

Literatur

- 1 Benzie, W.J.
Courchaine, R.J.: Discharges from Separate Storm Sewers and Combined Sewers, Journal W.P.C.F.; 38. Jahrgang (1966), Heft 3, S. 410
- 2 Brunner, P.G.: Belastung der Gewässer durch künstliche Ableitung von Niederschlägen - Belastung der Abwässer der Trennkanalisation, Berichte der Abwassertechnischen Vereinigung, Heft 25, S. 75, Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik, Bonn 1971
- 3 Burm, R.J.
Krawczyk, D.F.
Harlow G.L. Chemical and Physical Comparison of Combined and Separate Sewer Discharges; Journal W.P.C.F., 40. Jahrgang (1968), Heft 1, S. 112
- 4 Cleveland, J.G.
Ramsey, R.H.
Walters, P.R.: Storm Water Pollution from Urban Land Activity, Water Pollution Control Administration, U. S. Departement of the Interior, Washington D.C. 1970
- 5 Krauth, K.H.: Der Abfluß und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasserkanalisationen bei Regen, Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Heft 45, Verlag R.Oldenbourg, München 1971
- 6 Kurzweil, H.: Die Verschmutzung des abfließenden Regenwassers im Bereich städtischer Siedlungen, Gesundheitsingenieur, 85. Jahrgang (1964), S. 178
- 7 Kurzweil, H.: Über die Zulässigkeit von Niederschlagswasser aus dem Kanalnetz in den Vorfluter, Dissertation Hochschule für Bodenkultur, Wien 1961
- 8 Weibel, S.R.
Anderson, R.J.
Woodward, R.L.: Urban Land Runoff as a Factor in Stream Pollution, Journal W.P.C.F., 36. Jahrgang (1964), Heft 7, S. 914
- 9 Weibel, S.R.
Weidner, R.B.
Christianson, A.G.
Anderson, R.J.: Characterization, Treatment and Disposal of Urban Stormwater, Third International Conference on Water Pollution Research, München 1966, Pergamon Press, London 1967
- 10 Wilkinson, R.: The Quality of Rainfall Runoff Water from a Housing Estate, Journal of the Institution of Public Health Engineers, April 1956, S. 70

Karlheinz Krauth

Verunreinigung der Gewässer durch
Mischwasser

1. Einleitung

Der Gütezustand eines Gewässers ist das Ergebnis der Wirkung sämtlicher eingeleiteter Schmutzstoffe. Soll ein Gewässer saniert oder seine gute Wasserqualität erhalten bleiben, so müssen die Leistungen sämtlicher Anlagen zur Verminderung der Gewässerbelastung aufeinander abgestimmt sein.

In Tafel 1 sind am Beispiel der biologisch abbaubaren Stoffe die Schmutzmengen des häuslichen Abwassers dem industriellen Abwasser und dem Regenwasser im Mischverfahren gegenübergestellt.

Tafel 1. Schmutzanfall (bezogen auf die sauerstoffzehrenden organischen Stoffe) in der BRD

| | Jahresmittel in % | Tagesmittel in % |
|-------------------------------|----------------------|---------------------|
| Bevölkerung | 100 | 130 |
| Industrie | 84 | 150 |
| Regenwasser im Mischverfahren | 13 | 250 |

Das gesonderte Aufführen des mittleren und maximalen Schmutzanfalls ist sehr wichtig, sowohl für die Wahl des Behandlungsverfahrens als auch für die Belastung der Gewässer nach der Reinigung des Abwassers.

Das Regenwasser spielt nach Tafel 1 beim Schmutzanfall im Jahresmittel nur eine untergeordnete Rolle. Ganz anders sieht es jedoch beim Tagesmittel aus.

Durch die mechanisch-biologische Reinigung des Abwassers lassen sich die bei Trockenwetter anfallenden sauerstoffzehrenden organischen Stoffe zu 90 bis 95 % in den Klärwerken zurückhalten.

Klärwerke der heute üblichen Bauart sind jedoch bei Regenabfluß nicht beliebig mit Wasser belastbar. In der Regel können in der mechanischen Stufe der fünffache und in der biologischen Stufe der zweifache Trockenwetterabfluß behandelt werden.

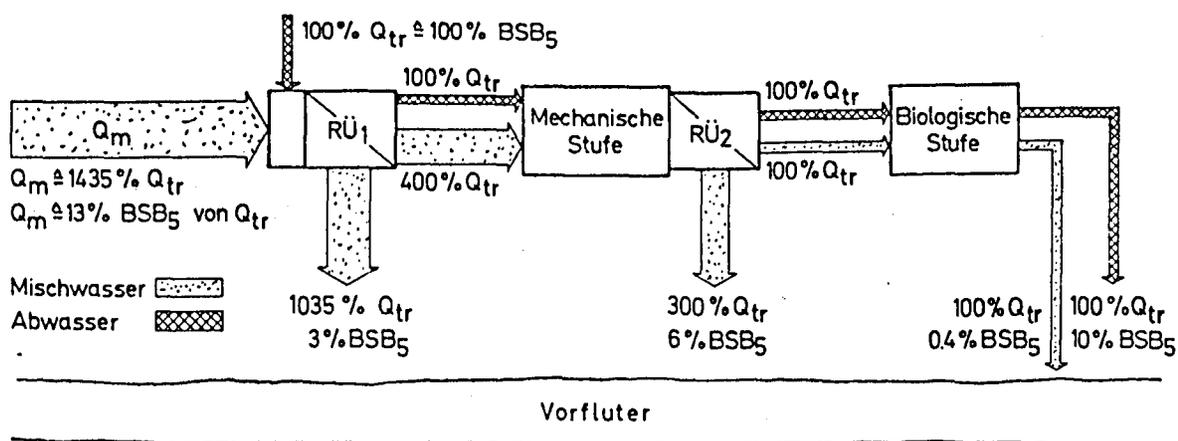


Bild 1. Heute übliches Verfahrensschema zur Behandlung des Trockenwetter- (Q_{tr}) und Mischwasserabflusses (Q_m)

Damit gelangen nach Bild 1 nur etwa 30 % des Regenwassers und damit auch nur etwa 30 % der sauerstoffzehrenden organischen Stoffe in den biologischen Teil des Klärwerks.

Entsprechend dem in Bild 1 skizzierten, heute überwiegend anzutreffenden Verfahrensschema ergeben sich beim Mischverfahren folgende

relativen Belastungswerte für die Kläranlage und den Vorfluter:

| | | | |
|--------------------------|---|------|--------------------|
| Zufluß bei Trockenwetter | = | 100 | % BSB ₅ |
| Abfluß bei Trockenwetter | = | 10 | % BSB ₅ |
| Zufluß bei Regenwetter | = | 113 | % BSB ₅ |
| Abfluß bei Regenwetter | = | 19,4 | % BSB ₅ |

Bei Regen gelangen somit im Mittel etwa doppelt soviel biologisch abbaubare Stoffe in den Vorfluter wie bei Trockenwetter. Die mittlere bei Regen in den Vorfluter eingeleitete Fracht an Feststoffen ist sogar zehnmal größer als die bei Trockenwetter übliche Menge (1).

Mit der zunehmenden Erfassung allen Abwassers in mechanisch-biologischen Klärwerken - und damit erst recht bei Einsatz der Verfahren zur weitergehenden Reinigung - hängt der Gütezustand der Gewässer in Zukunft noch weit mehr als heute von der Belastung durch Regenabflüsse ab.

Neben der Häufigkeit und Dauer der Regentlastungen kommt den dabei in das Gewässer eingeleiteten Wassermengen und vor allem den darin enthaltenen Schmutzstoffen eine entscheidende Bedeutung zu.

2. Herkunft und Umfang der Schmutzstoffe.

Die in Bild 1 angegebene Belastung des Vorfluters beruht auf Messungen im Einzugsgebiet des Lehr- und Forschungskläwerks der Universität Stuttgart in Stuttgart-Büsnau (1).

Das Entwässerungsnetz von Büsnau, Bild 2, weist drei Hauptsammelkanäle auf, die bis zum Meßpunkt LFKW nur geringe Unterschiede in der Fließzeit beim Berechnungsregen aufweisen. Bei einer Gebietsfläche von 32 ha, davon rund 12 ha befestigt, und einer Einwohnerzahl von 4 000 schwankt die Bebauungsdichte innerhalb des Gebietes zwischen 50 und 600 E/ha. Das Gebiet von Büsnau war für die Untersuchung besonders gut geeignet, da vor dem Meßpunkt im LFKW nur zwei Notauslässe lagen, die erst bei Regenintensitäten über 50 l/(s. ha) in

Tätigkeit traten. Die jährliche Dauer dieser Intensität beträgt weniger als 3 h, so daß die über die Notauslässe entlastete Wassermenge und Schmutzfracht ohne Einfluß auf den Jahresmittelwert bleibt.

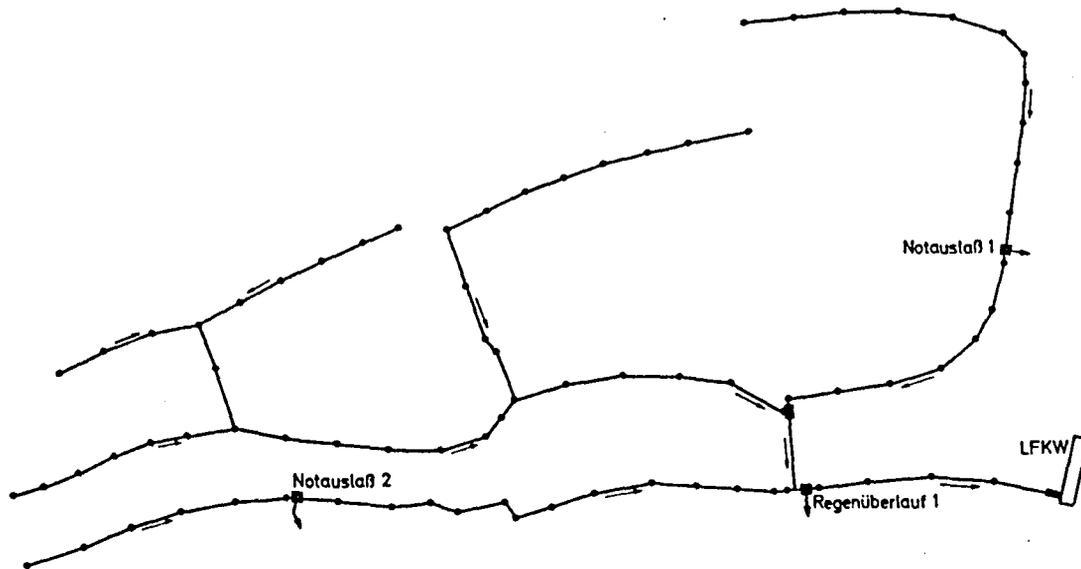


Bild 2. Kanalisationsplan von Stuttgart-Büsnau

Während der zweijährigen Untersuchungszeit wurden bei 226 Abflüssen der BSB_5 und die Feststoffe gemessen. Damit wurden ungefähr 40 % aller Regenabflüsse erfasst. Bei 80 Regen wurde zusätzlich der Gesamtphosphor- und Gesamtstickstoffgehalt ermittelt und von insgesamt 26 Abflüssen auch noch die Gesamtkeime, die coliformen Keime und die Anzahl der Enterococcen bestimmt.

Die Entnahme der Proben erfolgt bei jedem dieser Abflüsse in so kurzen Zeitabständen, daß eine Berechnung der Wasser- und Schmutzfracht

in den Zeitintervallen: 0 bis 6 min, 0 - 12 min, 0 bis 18 min, 0 bis 33 min, 0 bis 48 min, 0 - ∞ min möglich war.

Die gemessenen Schmutzmengen sind hauptsächlich auf das gleichzeitig abfließende Schmutzwasser, auf Abschwemmungen aus dem Einzugsgebiet und auf Ablagerungen im Kanalnetz zurückzuführen. Der Schmutzanteil des Niederschlages ist für die Gewässer unbedeutend.

Der Anteil des Trockenwetterabflusses im Regenabfluß beträgt bei den Feststoffen 10 %, beim BSB₅, P und N ca. 30 %. Die restlichen 90 % der Feststoffe kommen zu 44 % aus der Oberfläche des Einzugsgebietes und zu 56 % aus dem Kanalnetz. Zwei Drittel der mineralischen Stoffe werden von der entwässerten Fläche und ein Drittel aus dem Kanalnetz ausgeschwemmt. Die für den Vorfluter gefährlicheren organischen Feststoffe entstammen zu 78 % aus dem Kanalnetz und nur zu 22 % aus dem Einzugsgebiet. Im Mittel bleiben 14,4 g abfiltrierbare Stoffe je m Kanal und je Tag Ablagerungsdauer liegen. Ausschlaggebend für die Menge der abgelagerten Stoffe sind der Anteil der schwach durchflossenen Anfangsstrecken und die Zeitdauer zwischen zwei Regenabflüssen.

Die in Bild 3 aufgetragenen Frachten des BSB₅ und der Feststoffe in Abhängigkeit von der Ablagerungszeit zeigen deutlich diesen starken Einfluß. Bei einer Ablagerungszeit bis ungefähr 3 h ergibt sich keine meßbare Zunahme. Mit fortschreitender Dauer verringert sich die Ablagerungsrate (kg/Zeiteinheit) immer mehr. Ein Gleichgewichtszustand zwischen Ablagerung und Abschwemmung hat sich bis zu 100 h Ablagerungsdauer noch nicht eingestellt. Die bei Regen zusätzlich zum Abfluß gelandende BSB₅-Fracht erreicht im Maximum das 16-fache des mittleren TWA. Bei den Feststoffen kann die Zusatzfracht sogar das 50-fache betragen.

Am absolut stärksten nehmen jedoch die Gesamtkeime zu. Hier wurden bis zum 150-fachen gegenüber dem gleichzeitigen TWA gemessen.

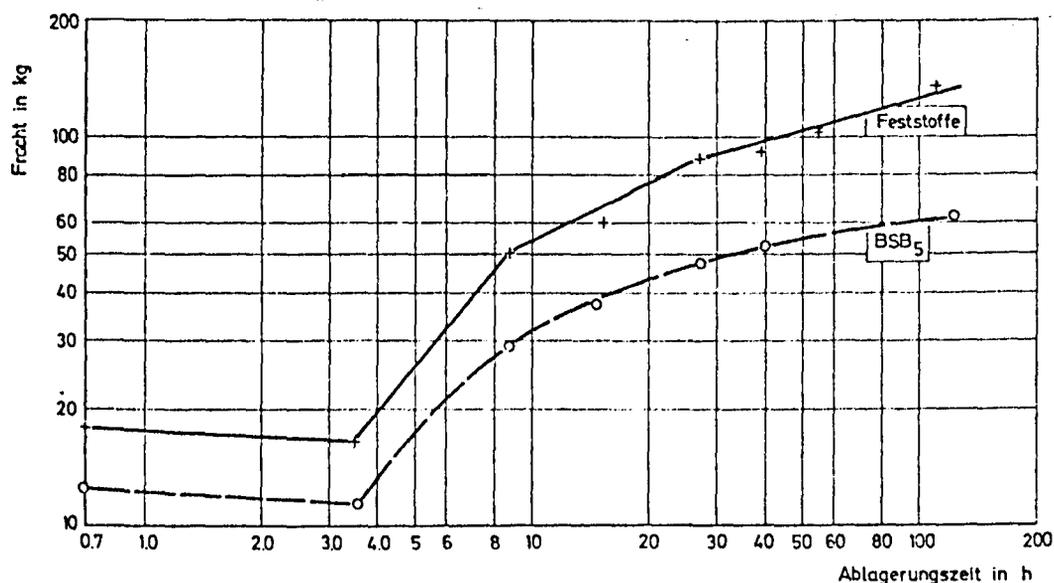


Bild 3. Einfluß der Ablagerungszeit auf BSB₅ und Feststoffe

Die maximalen Konzentrationen liegen bei den Feststoffen bereits nach 1 h Ablagerungsdauer über dem Mittelwert bei Trockenwetterabfluß. Es wurden vereinzelt Spitzenwerte bis zu 1000 mg/l gemessen.

Die maximale BSB₅-Konzentration dürfte in Stuttgart-Büsnau wesentlich vom Abwasseranteil beeinflusst sein, worauf auch der Unterschied zwischen den Tag- und Nachtwerten hindeutet. Bei Nachtrege n beträgt das Mittel der maximalen BSB₅-Konzentration 286 mg/l und bei Tagregen 325 mg/l, wobei tagsüber in 13 % aller Fälle der BSB₅ über 500 mg/l lag, bei den Nachtrege n dagegen nur in 5 %. Der absolut höchste BSB₅ wurde im Mai 1966 mit 1 588 mg/l gemessen.

Dieser extrem hohe Wert läßt sich eindeutig auf abgeschwemmten Blütenstaub zurückführen.

Die Tafel 2 enthält den Mittelwert aller Regenabflüsse.

Tafel 2: Vergleich der mittleren Abflussfracht bei Regen mit der mittleren Trockenwetterfracht

| | RWA - Fracht | RWA - Fracht in % der TWA-Fracht |
|----------------------|-------------------------|-------------------------------------|
| Abflussmenge | 307,4 m ³ | 1 535 |
| BSB ₅ roh | 34,9 kg | 266 |
| Feststoffe | 54,5 kg | 747 |
| Org. Anteil der FS | 27,8 kg | 534 |
| Gesamtphosphor | 2,86 kg | 345 |
| Gesamtstickstoff | 8,06 kg | 323 |
| Gesamtkeime | 14,4 · 10 ¹⁵ | 4 040 |
| Coliforme Keime | 18,8 · 10 ¹³ | 883 |
| Enterococcen | 14,7 · 10 ¹² | 607 |

Bei den Untersuchungen in Büsnau hat sich gezeigt, daß bei gleichlangen Pausen zwischen zwei Regenabflüssen bei Fließgeschwindigkeiten unter 0,5 m/s eine geringere Schmutzfracht ausgeschwemmt wird als bei größeren Fließgeschwindigkeiten. Bei Geschwindigkeiten über 0,5 m/s kommt es zu einer vollständigen Ausspülung des Kanalnetzes, bei Geschwindigkeiten unter 0,5 m/s dagegen zu keiner oder nur teilweisen Spülung der Ablagerungen in den Kanalansfangsstrecken. Die im Kanalnetz abgesetzten Schmutzstoffe geraten bei einer für jedes Netz anderen spezifischen Abflußintensität in Bewegung und kommen innerhalb eines berechenbaren Zeitraumes am Kanalende an. Wird eine Abflußgeschwindigkeit von 0,5 m/s erst im Verlauf eines Regens überschritten, so ist die Ausspülung beendet, wenn die der Fließzeit

entsprechende Wassermenge zugeflossen ist. Die Ausspülungszeit des Kanalnetzes setzt sich somit aus der Abflußdauer, mit einer Abflußgeschwindigkeit von weniger als 0,5 m/s, und der nachfolgenden Fließzeit, bei einer Geschwindigkeit größer als 0,5 m/s, zusammen.

Damit läßt sich nun auch ohne weiteres erklären, warum im Gegensatz zu kleinen und steilen Kanalnetzen bei großen und flachen Netzen erst bei größeren Abflußintensitäten die maximalen Schmutzstoffkonzentrationen auftreten.

Tritt bereits kurz nach Beginn des Regenabflusses im ganzen Kanalnetz eine große Geschwindigkeit auf, so nimmt die Fracht sehr schnell zu, jedoch fast ebenso schnell wieder mit der Abflußdauer ab. In Stuttgart-Büsnau kommen in den ersten sechs Minuten z.B. 1,5 kg BSB₅/min, nach einer halben Stunde dagegen nur noch 0,2 kg BSB₅/min zum Abfluß.

Ein prozentualer Vergleich der Regenfrachten bei Spülung des Kanalnetzes mit den TWA₁₉-Frachten in Tafel 3 hebt diesen Einfluß deutlich hervor.

Tafel 3: Vergleich der RWA-Fracht in % mit der TWA₁₉-Fracht (100 %)

| Abflußdauer in min | BSB ₅ | Feststoffe | Ges. N | Ges. P | Coliforme Keime |
|-----------------------|------------------|------------|--------|--------|--------------------|
| 0 - 6 | 939 | 2 800 | 870 | 1 360 | 5 500 |
| 6 - 12 | 523 | 2 190 | 470 | 730 | 2 400 |
| 12 - 18 | 404 | 1 140 | 350 | 555 | 760 |
| 18 - 33 | 193 | 710 | 150 | 260 | 380 |

Die stärkste Gefahr für das Gewässer geht somit eindeutig von den ersten Minuten des Regenabflusses aus. Noch entscheidender als

dieser Vergleich zwischen dem RWA und dem gleichzeitigen TWA ist für die Verschmutzung des Gewässers jedoch die zeitliche Veränderung der Schmutzfracht und -konzentration im Verlauf des Regenabflusses.

Bei der Untersuchung wurden die in Tafel 4 zusammengestellten Mittelwerte gefunden.

Tafel 4: Zeitliche Veränderung der Schmutzstoffe im Verlauf eines Regenabflusses.

| Abflußdauer in min | BSB ₅ | | Feststoffe | | Coliforme Keime | |
|-----------------------|------------------|----------------|------------------|----------------|---------------------------------|----------------|
| | Konz. in mg/l | Fracht in % | Konz. in mg/l | Fracht in % | Konz. in 10 ⁴ /ml | Fracht in % |
| 0 - 6 | 292 | 25 | 507 | 30 | 70 | 40 |
| 6 - 12 | 183 | 17 | 437 | 25 | 50 | 24 |
| 12 - 18 | 143 | 11 | 254 | 15 | 30 | 14 |
| 18 - 33 | 100 | 14 | 140 | 15 | 20 | 10 |
| 33 - Ende | 69 | 33 | 56 | 15 | 7 | 12 |
| Mittel | 114 | 100 | 174 | 100 | 28 | 100 |

Im Gegensatz zu den Feststoffe kommt beim BSB₅ am Ende des Regens rund die doppelte Schmutzfracht an.

Dies ist auf den Anteil der lang andauernden Regen zurückzuführen, bei denen zwar nach einer halben Stunde der Regenabfluß das Kanalnetz von Feststoffen völlig frei gespült wurde, der normale TWA-Abfluß sich jedoch beim BSB₅ stärker als bei den Feststoffen bemerkbar macht.

In Bild 4 ist die relative zeitliche Verteilung der Frachten dargestellt.

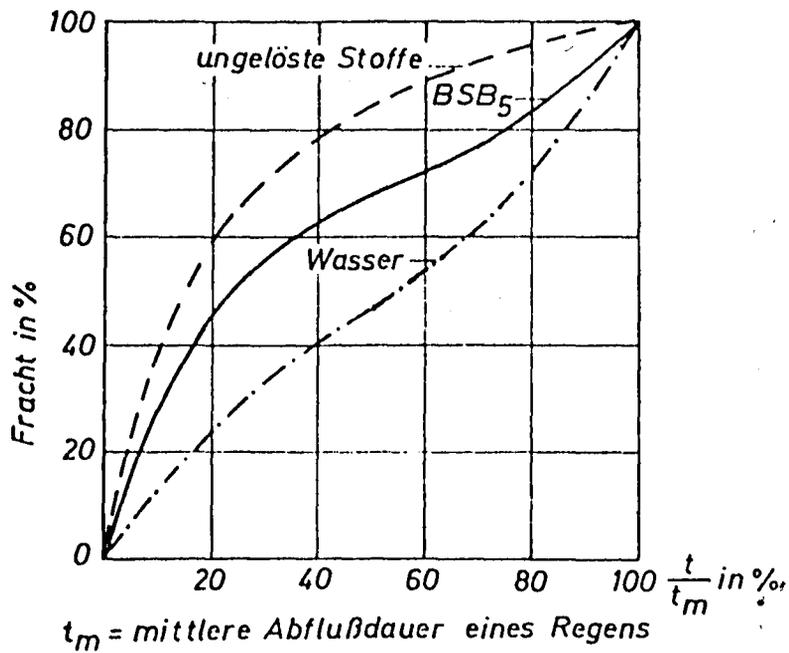


Bild 4. Zeitliche Verteilung der Frachten in Stuttgart-Büsnau

Dieses Bild ist der Ausgangspunkt für mögliche Schutzmaßnahmen der Gewässer durch Regenüberlaufbecken (siehe Vortrag Hörler).

Es zeigt, daß es beispielsweise durch eine zeitweilige Stapelung der ersten 40 % des Regenabflusses (ca. $10 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{red}}$) - dem sog. Spülstoß - möglich ist, rund 60 % des BSB₅ und 80 % der Feststoffe vom Gewässer fernzuhalten.

3. Zusammenhang zwischen dem RWA: TWA-Verhältnis und den Schmutzstoffen.

In früheren Zeiten wurde der bei Regenabfluß zum Klärwerk weitergeführte Abfluß auf ein Vielfaches des TWA begrenzt. Bei der Festlegung des weiterzuführenden Abflusses ging man davon aus, daß das Regenwasser unverschmutzt ist und das Abwasser verdünnt.

Die vorläufigen Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenüberläufen der ATV im Jahre 1962 lösten dann die wenig aussagen- de Verdünnung durch die kritische Regenspende als Maß für den wei- terzuführenden Abfluß ab. Auch dieser Wert berücksichtigte die Schmutz- stoffe nicht und man glaubte daher häufig bei hohen r_{krit} -Werten wie- der auf eine max. Verdünnung zurückgreifen zu können. Auch heute wird noch vielfach angenommen, daß die Konzentration der Schmutzstoffe mit zunehmender Abflußspende abnimmt. Nach den Ergebnissen von Stuttgart- Bösau gilt diese Annahme jedoch nur dann, wenn die Schmutzstoffe aus dem Entwässerungsgebiet und dem Kanalnetz bereits weitgehend ausge- spült sind. Die durchgeführten Messungen ergeben keinen Hinweis auf eine Abhängigkeit der mittleren Konzentration von der Größe des Ab- flusses. Die von einem Regenüberlauf in den Vorfluter entlastete Schmutzfracht weist damit nahezu die gleiche Abhängigkeit wie die Wassermenge auf.

Zur Beurteilung der Wirkung eines Regenüberlaufs genügt es daher, mit Hilfe der Regenspendenmengenkurve die Schmutzbelastung eines Gewässers zu ermitteln.

Der BSB_5 beträgt im Jahresmittel 114 mg/l und schwankt bei den ein- zelnem RWA: TWA-Verhältnissen zwischen 93 und 130 mg/l. Die Fest- stoffe betragen im Jahresmittel 174 mg/l. Sie schwanken zwischen 158 und 275 mg/l. Auch der Gesamtphosphor und Gesamtstickstoff verhal- ten sich ähnlich wie der BSB. Der Gesamtphosphor beträgt im Jahres- mittel 6,63 mg/l und der Gesamtstickstoff 19,42 mg/l.

Bemerkenswert ist noch, daß bei zunehmender Abflußintensität und auch zunehmender Ablagerungsdauer - was in beiden Fällen stets eine höhere Gesamtschmutzfracht bedeutet - der unbehandelt in den Vorfluter gelangende Teil des Schmutzes zunimmt. D.h. starke Regenabflüsse belasten den Vorfluter nicht nur absolut, sondern auch prozentual stärker als kleine Regenabflüsse.

4. Belastung des Gewässers.

Wie bereits in der Einleitung zum Ausdruck gebracht wurde, hängt die Belastung eines Gewässers von der Auswirkung aller in das Gewässer eingeleiteter Stoffe ab. Es dürfte daher sinnvoll sein, wenn die Belastung des Gewässers durch Mischwasser hinsichtlich des eingeleiteten Schmutzfrachtanteils mit dem Anteil des biologisch gereinigten Abwassers des gleichen Einzugsgebietes verglichen wird. Die sich von Ort zu Ort verändernden Einflüsse der Besiedlungsdichte des spez. Abwasser- und Schmutzanfalls müssen selbstverständlich dabei berücksichtigt werden.

Am Beispiel des untersuchten Gebietes von Stuttgart-Büsnau sollen nunmehr die Belastungsverhältnisse dargestellt werden. Folgende Ausgangsgrößen sind gegeben:

| | |
|---|---|
| Einwohner | 4 300 |
| Abwasseranfall | 80 bis 100 l/ (E. d) |
| Biol. abbaubare Stoffe | 54,6 g BSB ₅ /E. d |
| Jahresfracht im Ablauf des biol. Klärwerks (90 % BSB ₅ -Abnahme) | 676 kg BSB ₅ /ha _{red} 108 kg TS/ha _{red} |

In den Tafeln 5 und 6 sind diese Belastungen je Hektar der befestigten Flächen (ha_{red}) einander gegenübergestellt. Das Bild 5 zeigt den Anteil der bei Regen insgesamt in den Vorfluter eingeleiteten Schmutzfrachten einschließlich der sich daraus für das Gewässer im Jahresmittel ergebenden Mehrbelastung.

Tafel 5: Jährliche Belastung des Vorfluters mit BSB₅ in Abhängigkeit von dem zum Klärwerk weitergeführten Regenabfluß.

| Regenabfluß zum Klärwerk | Über RÜ in den Vorfluter | Über Klärwerk bei Regen in den Vorfluter | Gesamt- belastung bei Regen | Gesamt- belastung des Vor- fluters |
|-----------------------------|-----------------------------|--|-----------------------------------|---|
| l/(s. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) |
| 0 | 918 | 0 | 918 | 1 558 |
| 0 - 0,44 | 779 | 14 | 793 | 1 433 |
| 0 - 1,26 | 639 | 28 | 667 | 1 307 |
| 0 - 3,84 | 339 | 58 | 397 | 1 037 |
| 0 - 8,10 | 185 | 73 | 258 | 898 |
| 0 -16,40 | 89 | 83 | 172 | 811 |
| 0 -25,10 | 50 | 87 | 137 | 776 |
| 0 -33,60 | 26 | 89 | 115 | 755 |
| 0 - ∞ | 0 | 92 | 92 | 732 |

Tafel 6: Jährliche Belastung des Vorfluters mit Feststoffen in Abhängigkeit von dem zum Klärwerk weitergeführten Regenabfluß.

| Zum Klärwerk Regenabfluß | Über RÜ in den Vorfluter | Über Klärwerk bei Regen in den | Gesamt- belastung bei Regen | Gesamt- belastung des Vor- fluters |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---|
| l/(s. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) | kg/(a. ha _{red}) |
| 0 | 1 412 | 0 | 1 412 | 1 514 |
| 0 - 0,44 | 1 236 | 5 | 1 241 | 1 344 |
| 0 - 1,26 | 1 059 | 11 | 1 070 | 1 173 |
| 0 - 3,84 | 610 | 24 | 634 | 745 |
| 0 - 8,10 | 355 | 32 | 387 | 489 |
| 0 -16,40 | 164 | 37 | 201 | 304 |
| 0 -25,10 | 91 | 40 | 131 | 234 |
| 0 -33,60 | 50 | 41 | 91 | 193 |
| 0 - ∞ | 0 | 42 | 42 | 145 |

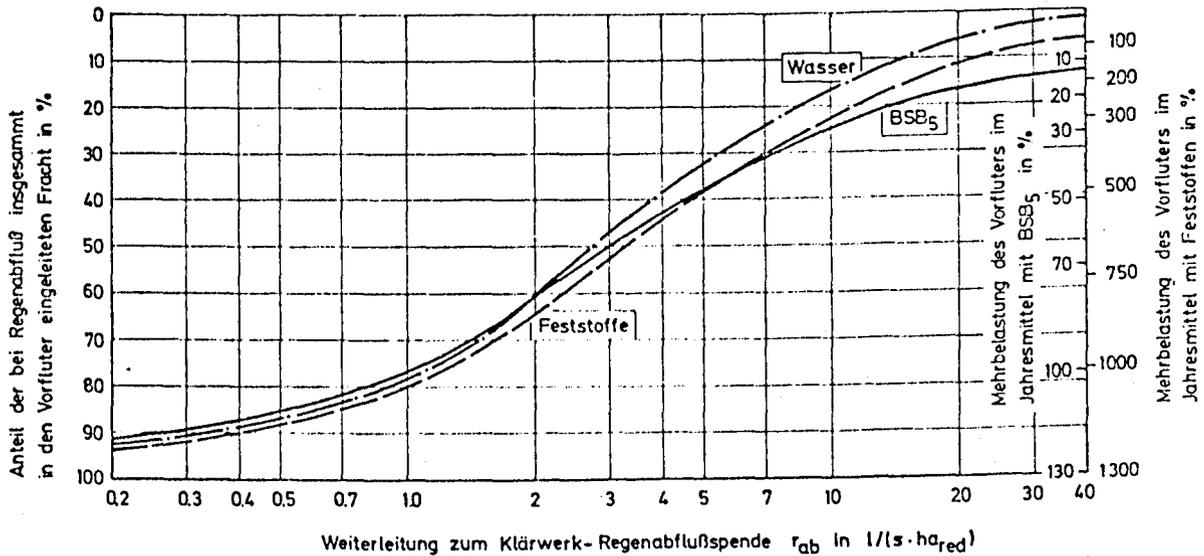


Bild 5. Belastung des Vorfluters in Abhängigkeit von der Beschickung des biologischen Klärwerks

Das Bild 5 zeigt deutlich, daß sich die Gewässerbelastung durch die Regenabflüsse sehr wirksam dadurch vermindern läßt, wenn die kritische Regenspende im unteren Bereich angehoben wird. Durch eine Erhöhung der kritischen Spende von 3 auf 7 $l/(s \cdot ha)$ wird beispielsweise die Mehrbelastung des Vorfluters annähernd halbiert.

In Büsnau läßt sich somit die Mehrbelastung des Gewässers durch Regen von dem in Bild 1 angegebenen Wert von 94 % (2 TWA zum Klärwerk) auf etwa 8 % vermindern, wenn der gesamte Regenabfluß im Klärwerk biologisch genauso weit gereinigt wird wie der TWA. Bei den Feststoffen läßt sich die Mehrbelastung von etwa 1000 % auf ca. 35 % vermindern. Bei dem in (2) genannten Mindestwert von $r_{krit} = 7 l/(s \cdot ha)$ beträgt die Mehrbelastung beim BSB_5 etwa 32 % und bei dem in Baden-Württemberg geltenden Mindestwert von $r_{krit} = 15 l/(s \cdot ha)$ geht die Mehrbelastung auf 20 % zurück.

Die Belastung des Gewässers durch Regen wird in Baden-Württemberg auf etwa 1/5 des heutigen Wertes reduziert.

Bei der Belastung des Vorfluters mit Schmutzstoffen stellen neben der genannten mittleren Jahresbelastung auch noch der maximale Wert und evtl. das Mittel aus einer begrenzten Anzahl von Höchstwerten wichtige Größen dar.

Wird das Klärwerk bei Regen mit einem $r_{ab} = 1,3 \text{ l/(s.ha)}$ beschickt, so beträgt 10 mal im Jahr die Mehrbelastung mit BSB_5 das 40-fache und bei den Feststoffen das 200-fache der gleichzeitigen Fracht des Abflaufs des biologischen Klärwerks. In 40 Fällen pro Jahr beträgt die Mehrbelastung beim BSB_5 das 20-fache und bei den Feststoffen das 100-fache. Der Gesamtabfluß (biologische Anlage + Regenüberlauf) erreicht kurzfristig (ca. 1 h) $164 \text{ mg BSB}_5/\text{l}$. Damit dabei die maximal zulässige Konzentration von $4 \text{ mg BSB}_5/\text{l}$ im Vorfluter nicht überschritten wird, muß die Verdünnung bei einer Vorbelastung des Vorfluters mit $2 \text{ mg BSB}_5/\text{l}$ das rund 80-fache betragen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen lassen somit klar erkennen, daß es aus wirtschaftlichen Gründen meistens nicht möglich ist, durch die Wahl eines hohen r_{krit} , dessen Abfluß selbstverständlich auch biologisch gereinigt werden muß, das Gewässer in dem erforderlich hohen Maße zu schützen. Eine weitgehende Entlastung des Gewässers durch die Schmutzeinleitungen aus Mischkanalisationen läßt sich wirtschaftlich nur durch Regenüberlaufbecken erreichen. An dieser Stelle soll einem weit verbreiteten Irrtum entgegengetreten werden, daß eine weitgehende Entlastung des Vorfluters von den Schmutzstoffen bei Regenabfluß hohe Aufwendungen beim Kanalbau verursacht. In der Praxis lassen sich vielmehr durch den Bau der Regenüberlaufbecken erhebliche Kosteneinsparungen erzielen.

Angaben über die Bemessung, den Bau und Betrieb der verschiedenen Regenüberlaufbecken enthält der Vortrag Hörler.

Hier sollen nur die Belastungen des Gewässers bei unterschiedlich großen Fangbecken angegeben werden.

Das Bild 6 gibt die Verhältnisse beim BSB_5 und das Bild 7 bei den Feststoffen wieder.

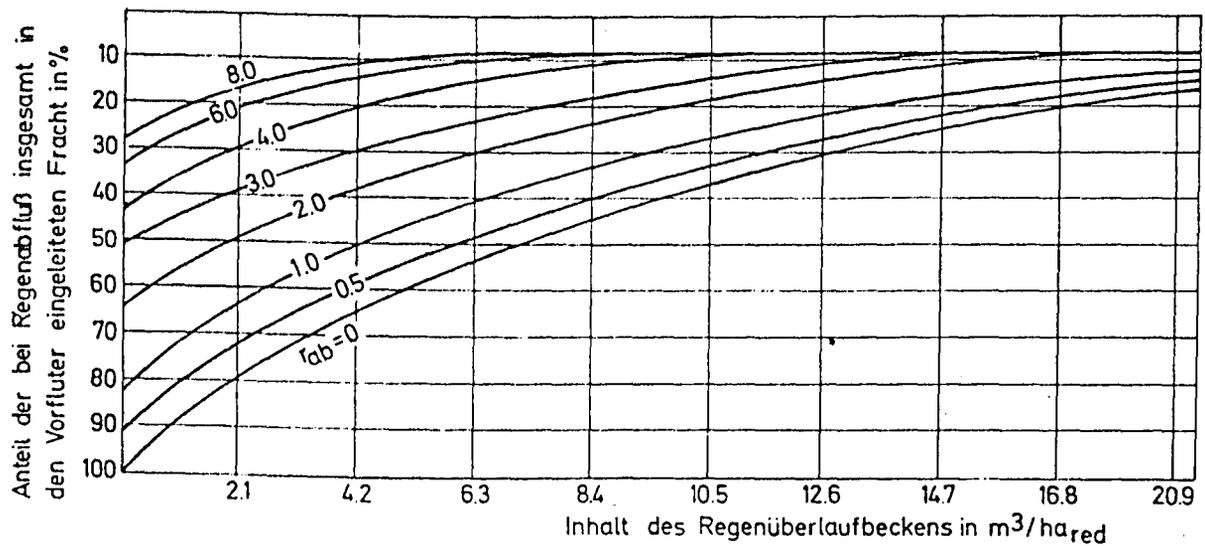


Bild 6. BSB_5 -Entnahme durch ein Fangbecken in Abhängigkeit von der Beschickung des biologischen Klärwerks

Diesen Bildern ist zu entnehmen, daß bei einer Beschickung des Klärwerks von $r_{ab} = 1,0 \text{ l/(s.ha)}$ und einem Fangbecken von $13 \text{ m}^3/ha_{red}$ dieselbe Schutzwirkung für den Vorfluter gegeben ist, wie wenn ein r_{ab} von 15 l/(s.ha) biologisch gereinigt würde. Siehe Bild 5.

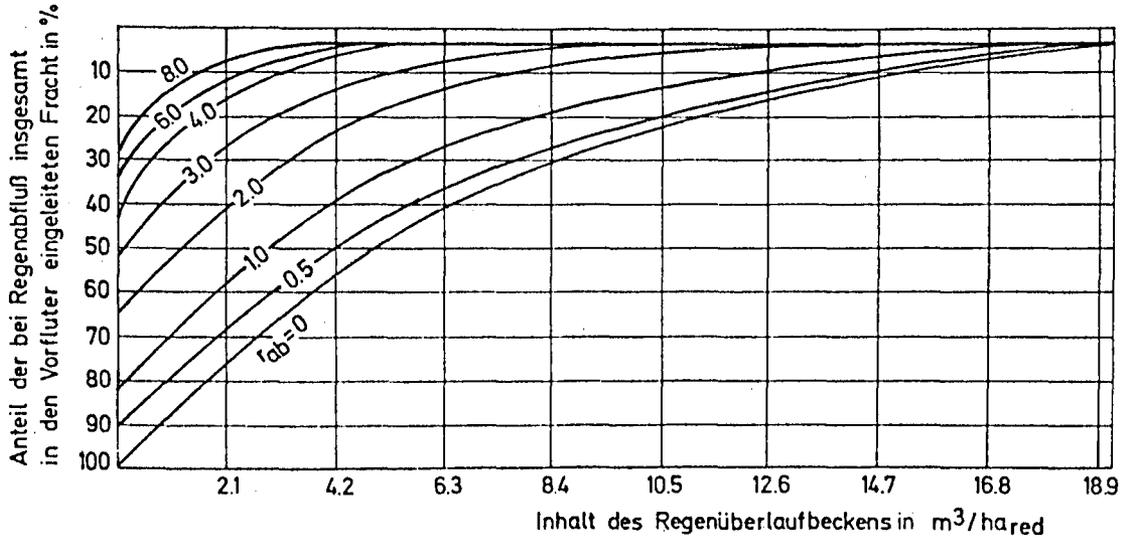


Bild 7. Feststoff-Entnahme durch ein Fangbecken in Abhängigkeit von der Beschickung des biologischen Klärwerks

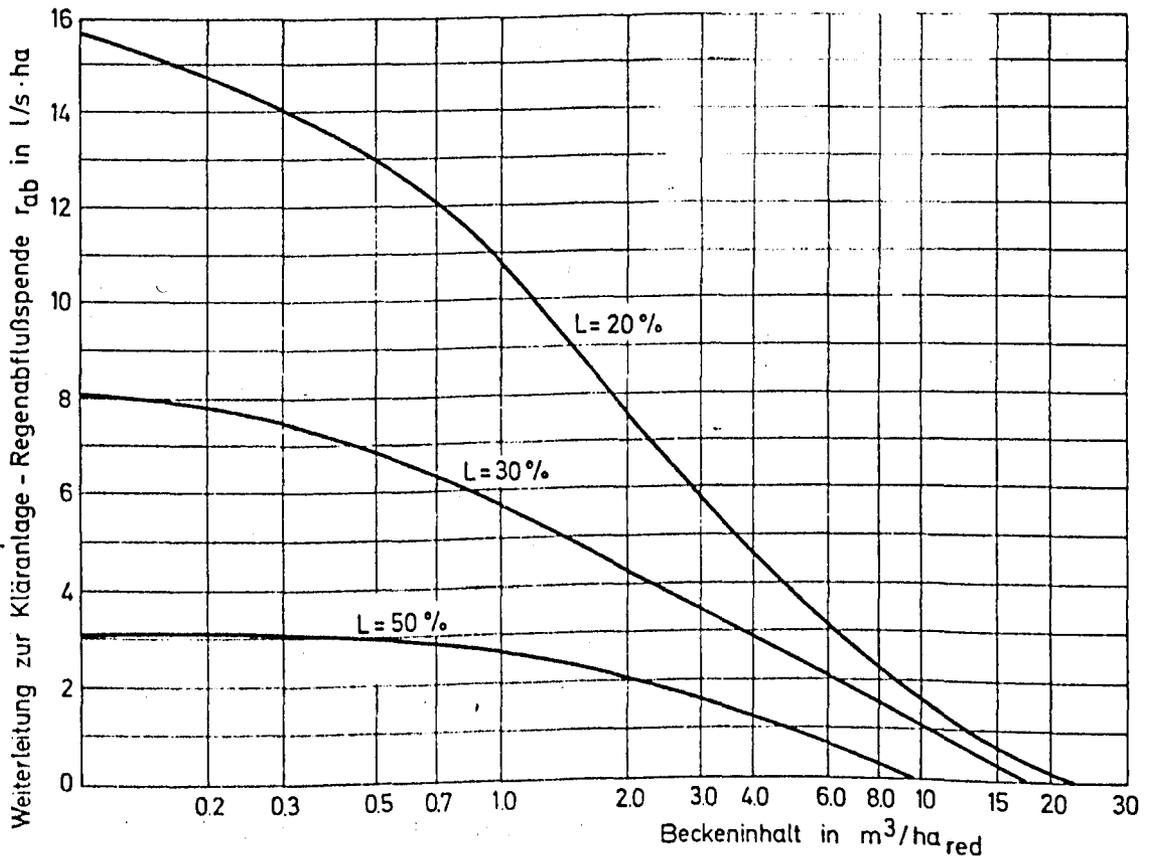


Bild 8. Mittlere jährliche Mehrbelastung "L" des Vorfluters

Im Bild 8 ist die mittlere jährliche Mehrbelastung des Gewässers durch den Einfluß des Regens im Verhältnis zum Trockenwetter angegeben. Wie bei allen Regenüberlaufbecken ist es auch beim Fangbecken völlig normal, daß der den Kanal ausräumende Spülwasserstoß auf ein volles oder teilgefülltes Becken treffen kann. In diesen Fällen ist die tatsächliche Mehrbelastung des Vorfluters an einzelnen Tagen weit größer als der Jahresmittelwert.

Tafel 7: Mehrbelastung des Vorfluters mit sauerstoffzehrenden organischen Stoffen bei Fangbecken

| | | | | | |
|---|---|------|-----|-----|-----|
| Mehrbelastung des Vorfluters im Tagesmittel | % | 50 | 100 | 200 | 300 |
| Jährliche Häufig- keit der Mehrbe- lastung | % | 12,8 | 9,3 | 2,7 | 1,3 |

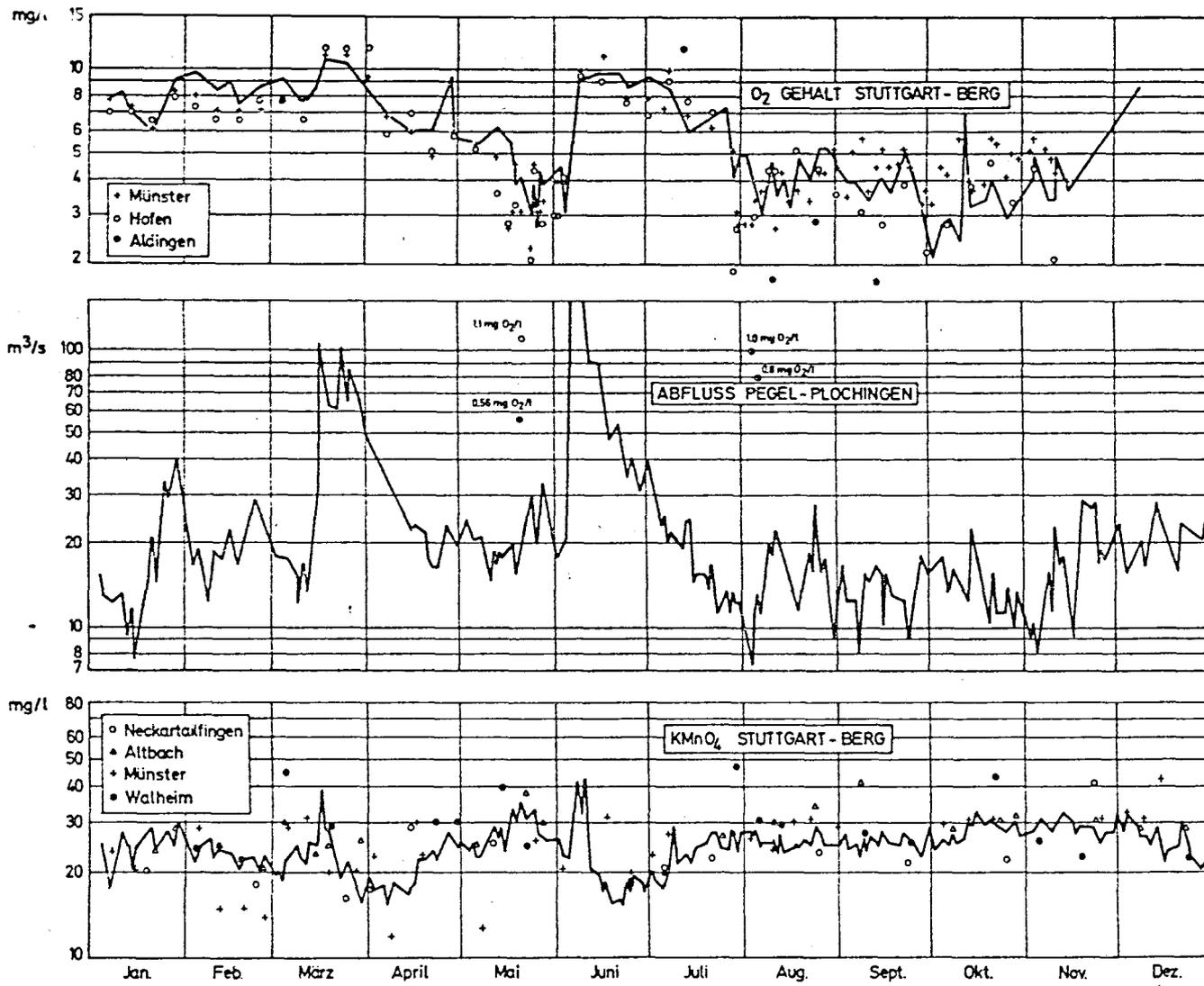
An rund 35 d/a tritt damit dieselbe Belastung des Gewässers auf wie heute im Jahresmittel. (Bei einem Fangbecken das im Jahresmittel eine Mehrbelastung von 20 % BSB₅ ergibt).

Zum Schluß soll noch am Beispiel des Neckars gezeigt werden, wie sich die über die Regenüberläufe entlasteten Schmutzfrachten auf die Gewässergüte auswirken.

In den Bildern 9 und 10 sind die Daten des Neckars kurz vor Stuttgart aus dem Jahre 1971 aufgetragen. Da in diesem Jahre die Regen meist nur kurz andauerten und auch der Abstand zwischen zwei Regnen häufig mehrere Tage betrug, ist das Jahr 1971 besonders gut für diese Betrachtungen geeignet.

Beim Vergleich zwischen Abfluß und dem KMnO₄-Verbrauch läßt sich grundsätzlich ein Zusammenhang feststellen. Der KMnO₄-Verbrauch und damit auch die Fracht nehmen beim ansteigenden Ast der Abflußkurve

Bild 9. Analysenwerte des Neckars 1971



um so stärker zu, je größer die Menge des Niederschlags ist, und je länger der vorhergehende zeitliche Abstand zum vorausgehenden Regenabfluß war.

Bei den längeren Trockenperioden im Januar, Februar, April, Mai, Juli, September und Oktober 1971 schwanken die Schmutzfrachten, gemessen als KMnO_4 -Verbrauch, zwischen 25 und 50 t/d.

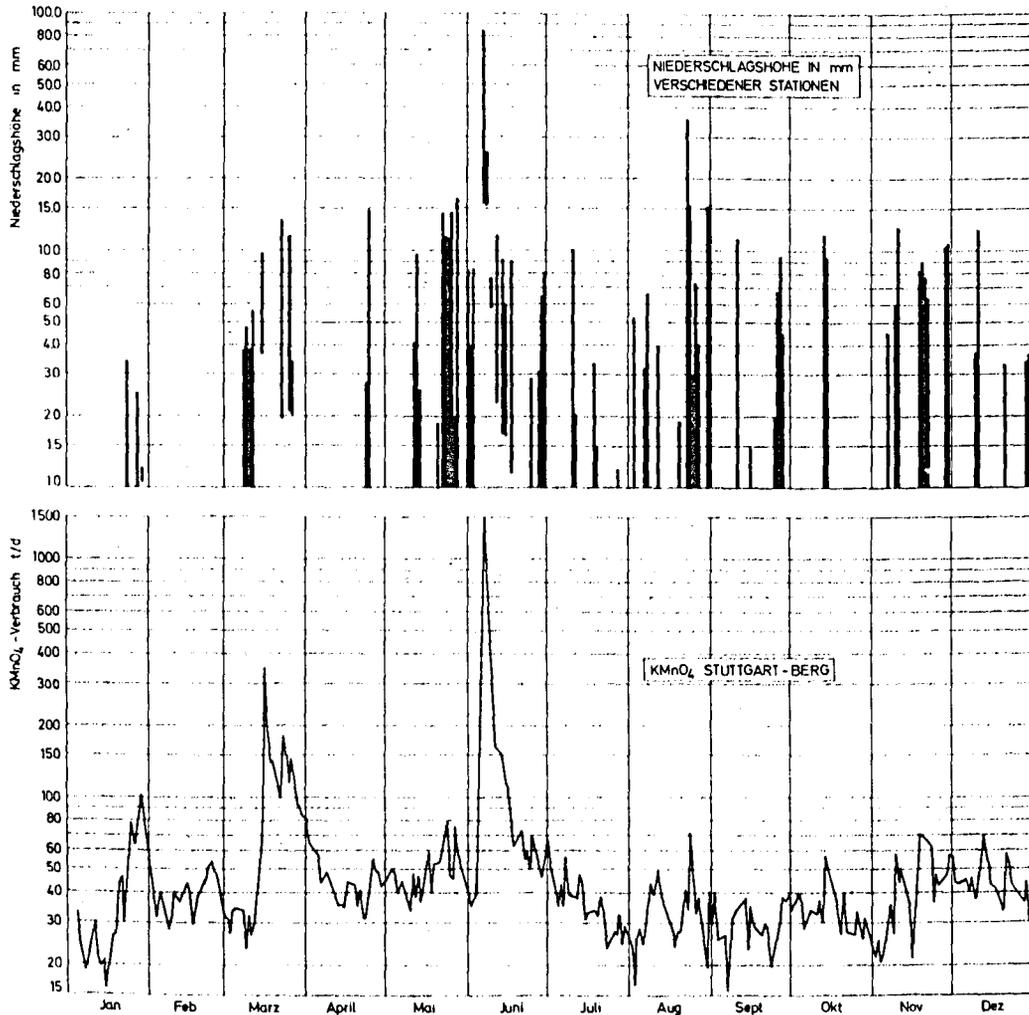


Bild 10. Zusammenhang zwischen Schmutzfracht und Niederschlagshöhe (1971)

Bei Regenabflüssen wurde dagegen die Schmutzfracht 1971 ca. 20 mal über insgesamt 94 d über 50 t/d und 3 mal mit 32d sogar auf 80 t/d, gemessen als KMnO_4 -Verbrauch, erhöht. Die Zunahme der Schmutzfracht in Abhängigkeit vom vorhergehenden Niederschlag läßt sich auch bei den wenigen vorliegenden BSB_5 -Messungen in Tafel 8 zeigen.

Tafel 8: Zusammenhang zwischen der BSB_5 -Fracht und dem Niederschlag

| Witterung | BSB_5 -Schmutzfracht % |
|---|------------------------------------|
| Mittel bei trockenem Wetter (3 Tage vor der Messung kein Niederschlag im oberhalb liegenden Einzugsgebiet) | 100 |
| Mittel bei trockenem Wetter (jedoch 1 - 3 Tage vor der Messung Niederschläge) | 128 |
| Mittel bei Regenwetter (Abflüsse unter $80 \text{ m}^3/\text{s}$) | 232 |
| Mittel bei Hochwasser (Abflüsse über $80 \text{ m}^3/\text{s}$) | 606 |

Einzelne Werte erreichen sogar die 10-fache BSB_5 -Fracht gegenüber Trockenwetter. Mit Ausnahme der Abflüsse über $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ist dieser Anstieg der Schmutzfracht eindeutig auf den Einfluß der Regentlastungen zurückzuführen. Der Anstieg der Schmutzfracht bei Abflüssen über $100 \text{ m}^3/\text{s}$ wird teilweise auch auf die dann in Bewegung kommenden Schlammablagerungen zurückzuführen sein. Im abfallenden Ast der Abflußkurve nimmt der KMnO_4 -Verbrauch entsprechend der Verdünnung des erhöhten Abflusses gegenüber Trockenwetter ab.

In dem trockenen Jahr 1971 überstieg nur Ende Januar, von Mitte März bis Mitte April, Juni bis Mitte Juli der Pegel Plochingen über längere Zeit den mittleren Niedrigwasserabfluß. Lediglich an vier Tagen während des ganzen Jahres wurde im Juni der mittlere Hochwasserabfluß überschritten. Sehr niedrige Abflüsse unter $10 \text{ m}^3/\text{s}$ traten mehrfach über das ganze Jahr verteilt auf.

Während der sehr ausgeprägten Niedrigwasserabflußperiode im September und Oktober (es regnete in diesen beiden Monaten nur an 8 Tagen mit einer Gesamtmenge von ca. 55 mm) stieg der Abfluß am Pegel Plochingen nur am 15.10.71 nach einem Regen einen Tag lang über $20 \text{ m}^3/\text{s}$ an. Er schwankte während der ganzen anderen Zeit nur zwischen 8 bis $16 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Schmutzkonzentrationen erreichten dadurch auch über den längsten Zeitabschnitt hinweg ihre höchsten Werte (KMnO_4^- -Verbrauch im Mittel 26 mg/l, Schwankungsbreite 22 bis 33 mg/l; NH_4^{+-} Gehalt im Mittel 3,1 mg/l, Schwankungsbreite 0,2 bis 8,0 mg/l).

Neben diesen langandauernden, relativ hohen KMnO_4^- -Verbrauchswerten traten 1971 jedoch sechsmal auch kurzfristig folgende höhere Schmutzkonzentrationen auf:

| Zeit | Dauer | KMnO_4 filtr. | KMnO_4 unfiltr. |
|-----------------|-------|------------------------|--------------------------|
| | d | mg/l | mg/l |
| Mitte März | 3 | bis 40 | bis 120 |
| Mitte Mai | 9 | bis 37 | bis 60 |
| Anfang Juni | 5 | bis 44 | bis 110 |
| Anfang Oktober | - | bis 28 | - |
| Mitte November | 5 | bis 33 | - |
| Anfang Dezember | 6 | bis 33 | - |

Alle die hier aufgeführten kurzfristigen Zeitabschnitte mit KMnO_4 -Werten über 30 mg/l fallen mit stärkeren Niederschlägen nach vorhergegangener Trockenheit zusammen. Diese Niederschläge belasteten durch das über die Regenüberläufe entlastete stark verschmutzte Mischwasser den Neckar so stark, daß es auch Mitte Mai zu einem starken Sauerstoffschwund und damit zu einem ausgedehnten Fischsterben kam. Der Abschnitt Anfang Juni führte trotz der höchsten Konzentrationen zu keinem Fischsterben. Ob dies auf die dabei gemessenen hohen O_2 -Gehalte von 9 bis 10 mg/l zurückzuführen ist oder ob wegen dem Fischsterben Mitte Mai kein Fischbestand mehr im Neckar vorhanden war, läßt sich nicht nachweisen. Der hohe O_2 -Gehalt ist darauf zurückzuführen, daß ab $80 \text{ m}^3/\text{s}$ das Wasser über die Wehre abstürzt und damit stark mit Sauerstoff angereichert wird.

Einen ähnlichen Einfluß der Regenüberläufe auf die Gewässer läßt sich auch bei anderen Vorflutern feststellen. Eine weitgehende Regenwasserbehandlung ist daher nicht nur eine weitere Möglichkeit, Schmutzstoffe vom Gewässer fernzuhalten, sondern eine unabdingbare Voraussetzung für die zukünftig zu erwartende weitergehende Abwasserreinigung.

Ein weiteres Fischsterben Ende September, während der lang andauernden Periode mit hohen KMnO_4 -Verbrauchswerten, ist auch in diesem Fall auf einen Regen nach einer längeren Trockenperiode zurückzuführen. Hier erreichte zwar die Verschmutzung keine so hohen Konzentrationen, der O_2 -Gehalt sank aber wesentlich stärker ab als bei den kurzfristig hohen Schmutzkonzentrationen.

Eine weitgehende Regenwasserbehandlung erfordert jedoch nicht nur technische Maßnahmen; in diesem Zusammenhang müssen vor allem auch die heute vielfach noch gültigen wasserrechtlichen Auflagen überdacht werden. An die Stelle einer maximalen Konzentration im Ablauf der Kläranlage sollte vielmehr ein Grenzwert treten, der in einer bestimmten Anzahl von Fällen jährlich überschritten werden darf. Diese Regelung käme den technischen Möglichkeiten weit eher entgegen als die heutige Lösung.

Schrifttum:

- (1) KRAUTH, Kh.: Der Abfluß und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasserkanalisationen bei Regen.
Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft,
Oldenbourg Verlag, München.

- (2) Abwassertechnische Vereinigung e. V.:
Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band I, 2. Aufl.,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

Arnold Hörler:

Schutz der Gewässer vor Mischwasser

1. Entwässerungsverfahren, Regentlastungsanlagen

Eine Ortsentwässerung erfolgt nach dem Misch- oder Trennverfahren. Auch eine Kombination beider Verfahren ist möglich und wird in besonders gelagerten Fällen oft angewendet. Beim Mischverfahren, das in der Schweiz vorwiegend zur Ausführung gelangt, werden Regentlastungsanlagen notwendig, die bei stärkeren Regenfällen anspringen, wodurch eine oft erhebliche Belastung der Vorfluter eintritt. Bei einer Entwässerung im Trennverfahren gelangen, auch bei Schwachregen, die Abschwemmungen der Straßen und Dächer in die Vorfluter. Bei überlasteten Schmutzwassernetzen oder bei Fehlan schlüssen kann auch beim Trennverfahren Schmutzwasser in den Vorfluter gelangen.

Die folgenden Betrachtungen gehen davon aus, daß einwandfrei dimensionierte Kanalnetze vorliegen. Zudem beschränken wir uns auf die Verhältnisse beim Mischverfahren.

2. Ziel der Maßnahmen

Es ist unverkennbar, daß in den letzten Jahren und Jahrzehnten die Anforderungen an die Kläranlagenabflüsse zunehmend verschärft wurden. Die heutigen Anforderungen gehen soweit, daß die Belastung der Vorfluter durch die Jahresfracht der Abwasserinhaltsstoffe aus dem Kanalnetz durch die Regenüberläufe größenordnungsmäßig den Kläranlagenabflüssen entspricht. Es ist deshalb wenig sinnvoll, an die Kläranlage weitergehende und verschärfte Anforderungen zu stellen, ohne gleichzeitig entsprechende Verbesserungen im Kanalnetz zu verlangen. Im Hinblick auf die Anforderungen an die Kläranlagenabflüsse sollte als Ziel erreicht werden können, daß 80 bis 90 % der bei Regen-

wetter anfallenden BSB₅-Fracht in den Kläranlagen mechanisch-biologisch und eventuell auch chemisch behandelt werden kann. Um dieses Ziel zu erreichen, stehen für die Entlastungsanlagen verschiedene Maßnahmen zur Verfügung, wie

- Erhöhung der kritischen Regenintensität
- Verbesserung in der Anordnung der Regenüberläufe
- Bessere konstruktive Lösungen
- Einwandfrei hydralische Berechnungen
- Genügend groß bemessene und zweckmäßig gestaltete Regenbecken.

Die einzelnen Bauwerke der Entwässerungsanlagen dürfen nicht für sich isoliert betrachtet werden. Sie sind als Bestandteil einer Gesamtkonzeption aufzufassen, die auf die Vorfluter auszurichten ist.

In Kenntnis der komplizierten und komplexen Zusammenhänge hat die Internationale Gewässerschutzkommission für den Bodensee im Jahre 1971 einer Expertengruppe, bestehend aus Sachverständigen der TH Wien, TU Stuttgart und ETH-Zürich den Auftrag erteilt, "Vorschläge zur Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen" zu erarbeiten. Diese "Vorschläge" (1973) bilden die Grundlage für die nachfolgenden Ausführungen.

3. Maßnahmen zur Erreichung des Zieles

3.1 Erhöhung der kritischen Regenintensität

3.1.1 Begriff der kritischen Regenintensität

Regenüberläufe können so bemessen werden, daß sie bei Regen bei einer bestimmten Mischung, d.h. einem bestimmten Vielfachen des Trockenwetteranfalles $Q_{TW} \cdot (1 + m)$ anspringen, oder bei einer bestimmten Grenzintensität des Regens, bei der sog. kritischen Regenintensität. Die Beziehung zwischen diesen beiden Möglichkeiten lautet:

$$Q_{TW} \cdot (1+m) = Q_{TW} + r_k \cdot F_{red}, \text{ wobei}$$

Q_{TW} = Trockenwetterabfluß in l/s,

m = Mischwasseranteil durch Regen bedingt,

r_k = kritische Regenintensität in l/s.ha,

F_{red} = reduzierte Fläche des Einzugsgebietes in ha.

Daraus ergibt sich

$$m = \frac{r_k \cdot F_{red}}{Q_{TW}} \quad \text{oder} \quad r_k = \frac{m \cdot Q_{TW}}{F_{red}} .$$

Es ist üblich, Entlastungsanlagen ohne Regenbecken im Kanalnetz mit der kritischen Regenintensität zu bemessen, hingegen Kanalisationen nach Regenbecken oder vor den Kläranlagen mit dem Vielfachen des Trockenwetteranfalles. Die Tendenz ist unverkennbar, mindestens den doppelten Trockenwetteranfall bei Regen in allen Reinigungsstufen einer Kläranlage zu behandeln.

3.1.2 Belastung der Vorfluter durch Regenüberlaufwasser

Um die Belastung der Vorfluter durch Regenüberlaufwasser beurteilen zu können, ist die kritische Regenintensität r_k maßgebend. Einen ersten Anhaltspunkt liefern die Dauerkurven der Regenhöhen oder besser noch die Abflußspendenmengenlinien (Krauth 1970). Es ist selbstverständlich, daß an Stelle der Regen deren Abflüsse maßgebend sind. Bei einer jährlichen Abflußhöhe von 800 mm würde an Mischwasser jährlich pro reduzierte Hektare Einzugsgebiet angenähert folgende Wasserfracht in den Vorfluter entlastet (siehe Tabelle 1).

Daraus ist ersichtlich, daß - bei einer Erhöhung der kritischen Regenintensität für normale Verhältnisse auf 30 l/s.ha - der Vorfluter gegenüber $r_k = 10$ l/s.ha quantitativ viermal geringer belastet wird, gegenüber $r_k = 15$ l/s.ha noch 2 1/2mal geringer.

Tabelle 1

| | | | | | | |
|---------------------|------|------|-----|-----|-----|-----------------------------------|
| bei r_k | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | l/s.ha |
| Überlauffracht/Jahr | 1600 | 1060 | 730 | 540 | 400 | m ³ /ha _{red} |
| bzw. in Prozenten | 150 | 100 | 69 | 51 | 38 | % |

Nach Haug (1970) würde die jährliche Überlaufhäufigkeit bei einer Erhöhung der kritischen Regenintensität von 15 auf 30 l/s.ha in Ludwigshafen von 14 auf 4 und in Münster sogar von 10 auf 2 verringert. Für die Schweiz sind diese Häufigkeiten größer.

Es wird deshalb in den erwähnten "Vorschlägen" (1973) empfohlen, die in den Bodenseerichtlinien erwähnte kritische Regenintensität von mindestens 15 l/s.ha zu erhöhen, und zwar auf 25 bis 30 l/s.ha bei normalen Verhältnissen.

Zur Ermittlung der Schmutzfrachten, die die Vorfluter aus Regenentlastungsanlagen belasten, sei auf die umfangreichen Arbeiten von Krauth (1970, 1973) verwiesen.

3.1.3 Mehrkosten der Kanalisationen bei Erhöhung der kritischen Regenintensität

Durch eine Festlegung der kritischen Regenintensität auf das Doppelte gegenüber der bisherigen Praxis entstehen Mehrkosten für das Kanalisationsnetz, deren Höhe jedoch häufig wesentlich überschätzt wird. Um die Mehrkosten zu ermitteln, wurden diese für einige Kanalisationen von Gemeinden im Kanton Zürich ermittelt. Die Projekte sind seinerzeit für eine kritische Regenintensität von 20 l/s.ha ausgelegt worden. Es wurden deshalb die Mehrkosten bei Wahl der doppelten kritischen Regenintensität, also von 40 l/s.ha berechnet. Für die Ermittlung dieser Mehrkosten können zwei Methoden angewandt werden. Entweder

errechnet man die Mehrkosten für diejenigen Kanalstrecken, die größere, auf dem Markt erhältliche Rohre erfordern würden, oder man geht aus von hypothetischen Rohrdurchmessern, die jeweils gerade den max. Zufluß zu fassen vermögen und errechnet deren Kosten. Beide Verfahren wurden angewandt und verglichen. Schematisch sind die Kanalisationsverhältnisse in Bild 1 dargestellt.

Bezeichnungen:

| | |
|---------|----------------|
| A, B, C | Kanalzonen |
| RÜ | Regenüberlauf |
| BÜ | Beckenüberlauf |
| FB | Fangbecken |
| KA | Kläranlage |
| VF | Vorfluter |

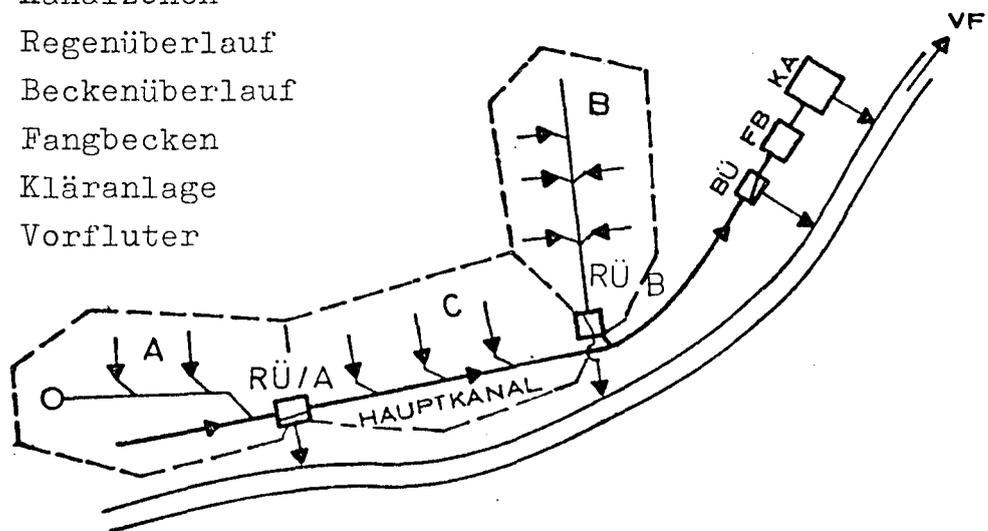


Bild 1

A, B und C bezeichnen Kanalzonen. Die Zone C übernimmt die kritischen Wassermengen aus den Zonen A und B. Die Kanalquerschnitte der Zonen A und B sind unabhängig von der Wahl der kritischen Regenintensität, ebenso die Seitenkanäle der Zone C; deren Kosten bleiben sich somit gleich. Nur der Hauptkanal der Zone C muß entsprechend der erhöhten krit. Regenintensität vergrößert werden.

Die Verdoppelung einer Wassermenge erhöht ganz allgemein die Baukosten einer Kanalisation bei 2 m Überdeckung um 34 %, bei 4 m Überdeckung um 25 %. In vorliegendem Fall tritt eine Verteuerung dieses Ausmaßes nur für die Drosselstrecke auf, die dem Regenüberlauf unmittelbar nachgeschaltet ist, sowie für die Kanalstrecke bis zur Einmündung des nächsten Seitenkanals. An-

schließlich daran überwiegt bald der aus den Seitenkanälen der Zone C anfallende Zufluß, so daß sich die Mehrkosten pro m Kanal mit zunehmenden Zuflüssen aus den Seitenkanälen immer mehr verringern.

Bei den durchgerechneten Vergleichsprojekten betragen die Mehrkosten für den Hauptkanal allein bei einer Verdoppelung der krit. Regenintensität 8 bis 12 %. Bezieht man die Mehrkosten auf das gesamte öffentliche Kanalisationsnetz, so ermitteln sich die Mehrkosten von noch rund 2 bis 4 %.

Da mit diesen Mehrkosten der Vorfluter um das 2- bis 3fache an Mischwasserfracht entlastet werden kann, so dürfte eine wesentliche Erhöhung der kritischen Regenintensität gegenüber den heutigen Annahmen gerechtfertigt sein.

In den Richtlinien (1967) wurde die kritische Intensität konstant angenommen. Untersuchungen von v.d.Emde und Hoffmann (1969) sowie von Brunner (1970) (1971) haben jedoch gezeigt, daß offenbar bei längeren Fließzeiten und bei Regenintensitäten > 10 l/s.ha eine Abminderung in Anlehnung an den Zeitbeiwert von Imhoff (1972) vorgenommen werden darf. Vorsichtig wird diese Abminderung von Munz (1973) zu $\frac{45}{t_{FK} + 30}$ angenommen, wodurch sich eine zeitlich veränderliche krit. Regenintensität $r_{k,t}$ wie folgt ergibt:

$$r_{k,t} = r_k \cdot \frac{45}{t_{FK} + 30} \quad \text{mit } r_k = 25 \text{ bis } 30 \text{ l/s ha für normale Verhältnisse,}$$

$$t_{FK} = \text{Fließzeit im Kanal in Minuten.}$$

3.2 Verbesserung der Anordnung der Regenüberläufe

3.2.1 Vorbemerkung

Es ist zu fordern, daß die Regenüberläufe erst bei Erreichen der kritischen Wassermenge entlasten dürfen. Diese Forderung wird bei vorhandenen Regenüberläufen hie und da nicht erfüllt. Sie entlasten oft wesentlich früher. Sogar Entlastungen beim Trockenwetteranfall kommen vor, die zum Teil nur durch mangelhaft konstruierte Lösungen bedingt sind. Es ist klar, daß solche Überläufe zur wesentlichen Belastung der Vorfluter beitragen. Nachfolgend seien einige Fehlanordnungen erwähnt.

3.2.2 Regenüberläufe mit gekrümmten Überlaufschwelen

Um die Entlastungswirkung zu erhöhen, sind die Überlaufschwelen im Grundriß kreisförmig erstellt worden, ohne jedoch die Wirkung der Fliehkraft zu berücksichtigen. Dadurch wird Mischwasser vor Erreichen der kritischen Wassermenge in den Überlaufkanal entlastet. Beim Erstellen von solchen Regenüberläufen ist zu beachten, daß sich der Wasserspiegel längs der Überlaufschwelle nicht mehr horizontal einstellt sondern schräg. Die durch die Fliehkraft bedingte Neigung des Wasserspiegels gegenüber der Horizontalen ergibt sich theoretisch zu

$$\operatorname{tg} i = \frac{v_m^2}{g \cdot r_m},$$

wobei v_m die mittlere Zuflußgeschwindigkeit, r_m der Krümmungsradius der Mittelachse des Gerinnes und g die Erdbeschleunigung bedeuten. Dabei setzt dies voraus, daß im Zufluß Übergangskurven angeordnet werden. Trifft dies nicht zu, so treten Schwingungen der Wasserspiegelneigung auf, die nach Ramponi eine Vergrößerung der Neigung um rund 50 % bewirken sollen. Zudem erfordern im Grundriß gekrümmte Wehrschwelen konstruktiv ein exaktes Einhalten des Krümmungsradius.

3.2.3 Störungen im Zufluß

Eckschächte sowie seitliche Rohranschlüsse bewirken ein Pendeln des Zuflusses, das je nach den örtlichen Verhältnissen und dem Rohrgefälle so stark sein kann, daß selbst bei Trockenwetter schwallweise Abwasser in den Vorfluter entlastet wird. Bei stark schießendem Zufluß kann auch in geraden Kanalstrecken ein Abfluß in Schwällen beobachtet werden. Um ein einwandfreies Funktionieren der Überläufe bei stark schießenden Zuflüssen zu gewährleisten, kann dem Überlauf ein Absturzschacht zur Umwandlung der kinetischen Energie vorgeschaltet werden, mit einer Beruhigungsstrecke, deren Länge etwa das 30fache des Kanaldurchmessers betragen sollte. Der Absturzschacht ist so auszubilden, daß er seine Funktion tatsächlich auch erfüllt. Dies dürfte bei einer Ausbildung nach Bild 2 der Fall sein.

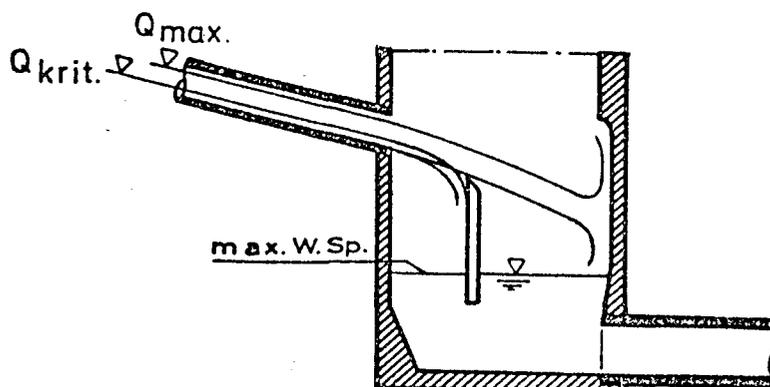


Bild 2

Ist ein Absturzschacht unerwünscht oder nicht möglich, dann sollten Haupt- und Seitenkanal im Grundriß so angeordnet werden, daß die Impulsvektoren des Haupt- und des Seitenkanals beim kritischen Zufluß eine Resultierende ergeben, die mit der Richtung des Ablaufkanals zum Regenüberlauf übereinstimmt. Bei starkem Schießen genügt es, den dynamischen Anteil der Stützkraft allein zu berücksichtigen. In Bild 3 ist ein solcher Fall dargestellt.

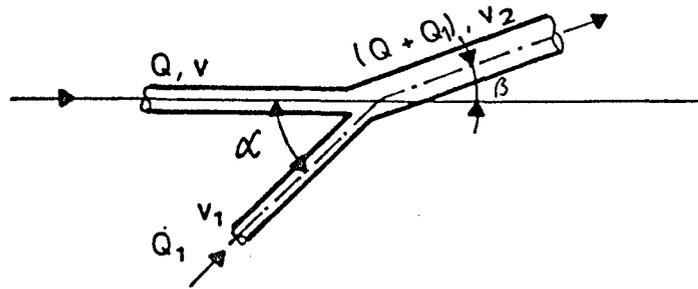


Bild 3

Es ist:

$$Q \cdot v + Q_1 \cdot v_1 \cdot \cos \alpha = (Q + Q_1) \cdot v_2 \cdot \cos \beta$$

$$Q_1 \cdot v_1 \cdot \sin \alpha = (Q + Q_1) \cdot v_2 \cdot \sin \beta$$

Daraus β aus $\operatorname{tg} \beta$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\sin \alpha}{\left(\frac{Q \cdot v}{Q_1 \cdot v_1}\right) + \cos \alpha}$$

3.2.4 Vorsicht bei der Wahl der Schwellenhöhe von Regenüberläufen

Kleine Einzugsgebiete ergeben kritische Wassermengen, für die eine Streichwehrhöhe der Regenüberläufe von wenigen Zentimetern genügen würde. Solche Überläufe wurden zudem im Grundriß gekrümmt, serienweise ausgeführt zum dauernden Ärger der Kanalmannschaft (Bild 4).

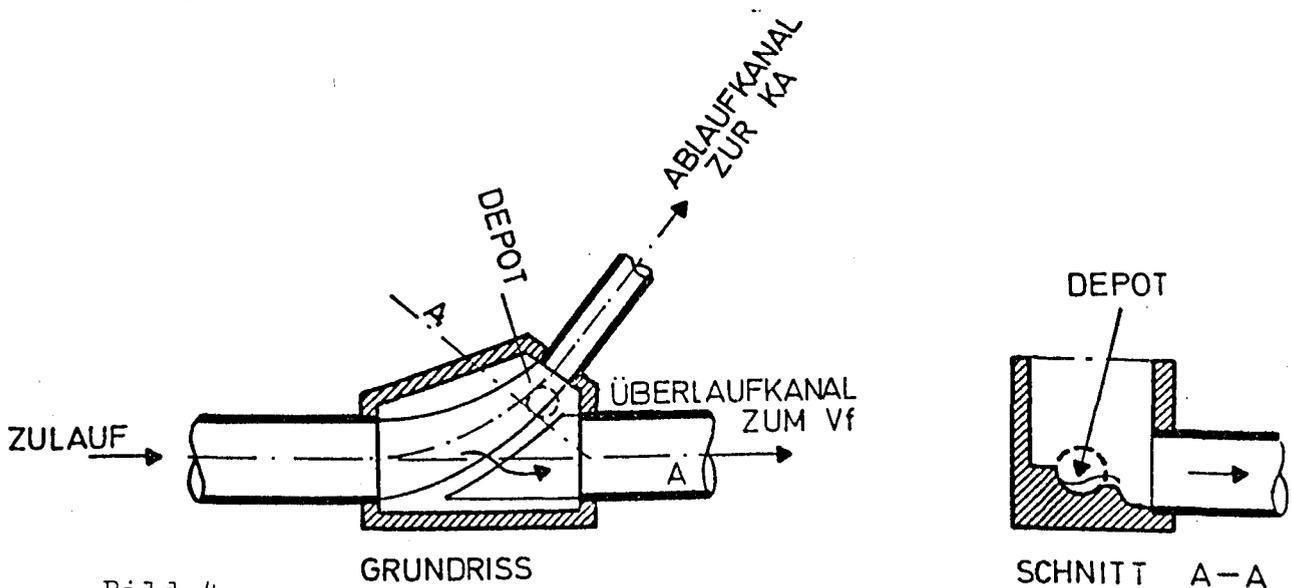


Bild 4

Selbst bei kleinsten Regen werden in solchen Fällen durch Schwälle und durch die Fliehkraft Sperrstoffe wie Papier, Binden, Bananenschalen knapp über die Wehrschwelle geschleudert, wo sie zum Teil haften bleiben und den Abfluß verstopfen. Die Folge davon ist, daß ein großer Teil des Trockenwetterabflusses durch Rückstau über die Überlaufschwelle in den Überlaufkanal direkt in den Vorfluter gelangt. Die Erfahrung zeigt, daß solche Überlaufkonstruktionen alle 2 bis 3 Tage kontrolliert und gereinigt werden müssen. Ist ausnahmsweise ein Regenüberlauf für ein kleines Einzugsgebiet aus bestimmten Gründen notwendig, so ist die Überlaufschwelle mindestens 20 cm, besser 25 cm hoch zu legen.

Nur für kritische Wassermengen von mindestens 50 l/s sind hydraulisch befriedigende Lösungen möglich. Eine kritische Wassermenge von 100 l/s entspricht bei normalen Verhältnissen einer minimalen Einzugsgebietgröße für einen Regenüberlauf von rund 10 ha bei $r_k = 30 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$, während bei der Wahl von 15 l/s.ha als krit. Regenintensität das minimale Einzugsgebiet etwa 20 ha betragen würde. Die Forderung einer minimalen Schwellenhöhe ergibt ähnliche Größenordnungen.

3.3 Richtwerte für die Gestaltung der Regenüberläufe

Der Zulauf ist so auszubilden, daß oberhalb des Regenüberlaufes angenähert Normalabfluß besteht.

Wird der Überlauf als Streichwehr ausgebildet ohne Rückstau beim kritischen Zufluß, dann ist die Wehrhöhe mindestens 20 bis 25 cm hoch auszubilden. Die anschließende Drosselstrecke soll einen Durchmesser von in der Regel mindestens 25 cm (extrem 20 cm) aufweisen. Der Überlaufkanal ist so zu verlegen, daß vom Vorfluter her kein Rückstau eintritt.

Heute werden die Überläufe vorwiegend als Wehre mit hochgezogener Schwelle ausgebildet. Dabei entsteht ein Rückstau, der

beim kritischen Zufluß die kleinste Fließgeschwindigkeit im Zulaufkanal ergibt. In den "Vorschlägen" (1973) wird angenommen, daß dieser Rückstau keine Erschwernisse im Betrieb verursachen wird, sofern bei Trockenwetter die Fließgeschwindigkeit im Zulaufkanal mindestens 1,0 m/s und die Wassertiefe mindestens 5 cm beträgt. Werden diese Werte unterschritten, so kann nach Munz (1971) die minimale Zulaufgeschwindigkeit beim kritischen Zufluß auf 0,30 m/s begrenzt werden, woraus sich die zulässige Schwellenhöhe des Regenüberlaufs errechnen läßt.

Überläufe mit hochgezogenen Wehrschwellen weisen gegenüber den Streichwehren Vorteile auf:

- Ein Rückstau vom Vorfluter her ist weniger zu befürchten
- Im Zulaufkanal stellt sich bei Regen ein Stauvolumen ein; dessen Inhalt fließt nach Regenende der Kläranlage zu.
- Geringerer Mehrabfluß zur Kläranlage bei max. Zufluß
- Hydraulisch ungünstig gestaltete Zulaufstrecken haben keinen so großen Einfluß auf die Wirkung des Überlaufs.

Kehr (1933) hat schon damals auf Vorteile hochgezogener Schwellen hingewiesen.

3.4 Zur Wahl der Regenüberlauf Typen

Bei strömendem oder schwach schießendem Zufluß sind Streichwehre, namentlich Wehre mit hochgezogener Wehrschwelle geeignet. Die obere Grenze des Zulaufgefälles dürfte bei 10 bis 15 o/oo liegen. Auch Überläufe mit horizontaler Trennplatte sind anwendbar, hydraulisch jedoch meines Wissens noch nicht einwandfrei abgeklärt. Bei größeren Gefällen wird man vorgeschaltete Absturzschächte zur weitgehenden Vernichtung der kinetischen Energie anordnen oder Bodenöffnungen mit anschließender Drosselstrecke bevorzugen. Wie Versuche von Taubmann (1970) ergeben haben, arbeiten Überläufe mit Bodenöffnungen bis zu einem Gefälle des Zulaufkanals von 400 o/oo (und vermutlich darüber)

hydraulisch einwandfrei. Bei Gefällen über etwa 50 o/oo kann auf die Drosselstrecken verzichtet werden. Der Mehrabfluß beim max. Zufluß bleibt dann gering.

3.5 Hydraulische Berechnung der Regenüberläufe

3.5.1 Vorbemerkungen

In der Literatur wird kaum unterschieden, ob ein Streichwehr oder ein Wehr mit hochgezogener Wehrschwelle vorliegt. Viel mehr Gewicht wird auf die Art des Zuflusses gelegt, ob strömender oder schießender Zufluß besteht. Je nach dem Fließzustand werden verschiedene Berechnungsweisen vorgeschlagen; (Schmidt (1954), Lautrich (1972)). Beim schießenden Zufluß wird beim Wehranfang die Normalabflußtiefe angenommen mit linearem Absinken des Wasserspiegels auf die Höhe der Wehrschwelle beim Wehrende (Bild 5.1). Bei strömendem Zufluß (Bild 5.2) erhalten Schmidt (1954) und Kallwass (1965) einen Anstieg des Wasserspiegels längs der Wehrschwelle in Fließrichtung, während die ATV-Richtlinien (ATV I 1967) ein leichtes Absinken des Wasserspiegels annehmen. Es ist somit ersichtlich, daß bezüglich des hydraulischen Verhaltens der Überlaufwehre Meinungsverschiedenheiten und damit Unsicherheiten bestehen. Im Hinblick auf den Schutz der Vorfluter vor Verunreinigung sollten aber solche Unsicherheiten ausgeräumt werden.

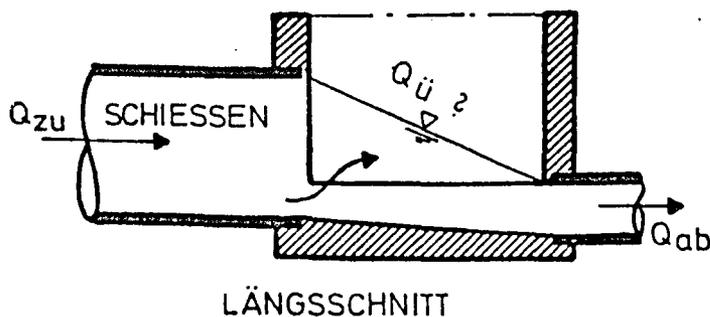


Bild 5.1

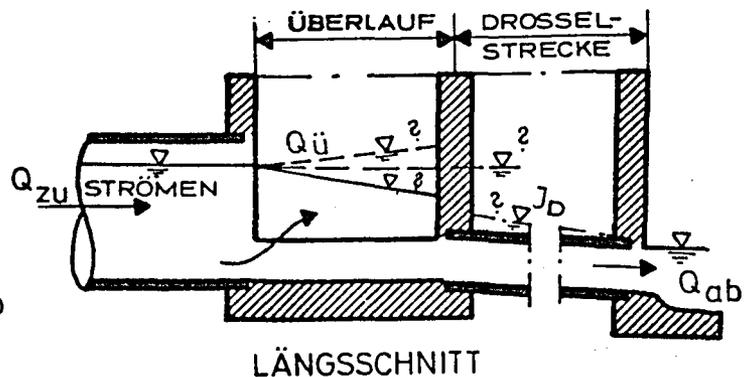


Bild 5.2

Im Rahmen seiner Dissertation hat Taubmann (1970) auch Versuche an Streichwehren durchgeführt und zwar mit schießendem und strömendem Zufluß. Dabei zeigte es sich, daß kein prinzipieller Unterschied zwischen schießendem und strömendem Zufluß besteht. Der Wasserspiegel beim Wehranfang liegt bei schießendem Zufluß unter dem Normalabfluß, bei strömendem Zufluß unterhalb der kritischen Tiefe. Wesentlich ist zudem die Erkenntnis, daß bei maximalem Zufluß ein Mehrabfluß entsteht, der größenordnungsmäßig 100 % betragen kann.

3.5.2 Überläufe mit hochgezogener Schwelle

3.5.2.1 Bei ungünstigen Zuflußverhältnissen

Überläufe mit hochgezogenen Überlaufschwelen werden heute bevorzugt. Sind die Zuflußverhältnisse ungünstig ($v_{zu} \leq 0,80$ bis $1,0$ m/s, Wassertiefe < 5 cm, beides bei Q_{TW}), so sind Ablagerungen im Kanal infolge Rückstau durch die Drosselstrecke nicht ausgeschlossen. Dann ist der in Abschnitt 3.3 angegebene Richtwert für die minimale Fließgeschwindigkeit beim kritischen Zufluß von $0,30$ m/s einzuhalten. Dadurch ist der benetzte Querschnitt beim Wehranfang aus Q_{an} : $0,30$ m/s und damit die Höhe der Wehrkrone bestimmt.

Die Gestaltung des Bauwerkes und die Bezeichnungen gehen aus Bild 6 hervor.

Für die Bemessung sind folgende Gesichtspunkte maßgebend:

- Beim Trockenwetteranfall Q_{TW} darf beim Übergang vom Zulauf in die Drosselstrecke kein Rückstau auftreten und die Fließgeschwindigkeit in der Drosselstrecke soll mindestens $0,60$ m/s betragen.
- Unterhalb der Grenzwassermenge (krit. Wassermenge bzw. Vielfaches von Q_{TW}) darf noch kein Überlauf erfolgen. Diese Wassermenge, bei der der Überlauf anspringt, wird als Q_{an} be-

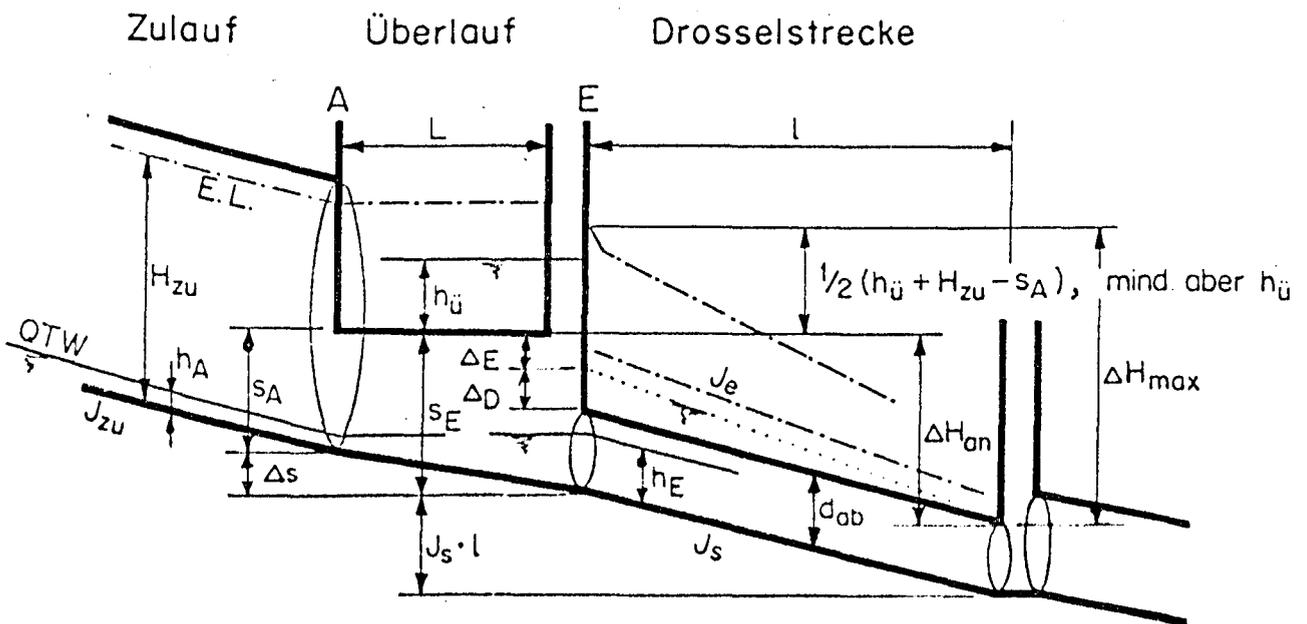


Bild 6

zeichnet. Höhenlage der Wehrschwelle, Durchmesser und Gefälle der Drosselstrecke sind so aufeinander abzustimmen, daß diese Forderung erfüllt wird.

- Bei max. Zufluß ist für die Berechnung des Abflusses zur Kläranlage die Höhendifferenz ΔH_{max} maßgebend.

Die Höhendifferenzen ΔH_{an} und ΔH_{max} bestimmen sich mit $\Delta E = 1,35 \cdot v_{ab}^2 / 2g$ und nach Wahl einer Drosselstreckenlänge l zu (Bild 6):

$$\Delta H_{an} = J_s \cdot l + s_E - d_{ab} = J_e \cdot l + \Delta E \quad \text{und}$$

$$\Delta H_{max} = \Delta H_{an} + 1/2 \cdot (h_{\ddot{u}} + H_{zu} - s_A) \quad \text{bzw. mindestens} = \Delta H_{an} + h_{\ddot{u}}$$

Der max. Abfluß beim max. Zufluß wird erhalten aus

$$Q_{ab \max} = Q_{an} \sqrt{\frac{\Delta H_{max}}{\Delta H_{an}}}$$

Der Überlauf $Q_{\ddot{u}}$, als Differenz zwischen Zulauf Q_{zu} und Ablauf Q_{ab} definiert, soll über eine Wehrkrone der Länge L von mindestens $= 2 \cdot Q_{max} / d_{zu}$ abfließen, wobei d_{zu} der Durchmesser

des Zulaufkanals bedeutet. Die Dimensionen sind in m und m^3/s einzusetzen. Die mittlere Überlaufhöhe $h_{\bar{u}}$ errechnet sich aus $h_{\bar{u}} = 2/3 (Q_{\bar{u}}/L)^{2/3}$. Detailliertere Angaben gehen aus den "Vorschlägen" (1973) hervor.

3.5.2.2 Bei günstigen Zuflußverhältnissen

Liegen günstige Zuflußverhältnisse vor ($v_{zu} \geq 0,80$ bis $1,00$ m/s, Wassertiefe ≥ 5 cm, beides für Q_{TW}), dann kann die Höhenlage der Schwelle auch unabhängig von der min. Fließgeschwindigkeit von $0,30$ m/s festgelegt werden, die sich beim Grenzzufluß Q_{an} einstellt. Für die weitere Bemessung sind die gleichen Gesichtspunkte maßgebend wie unter 3.5.2.1 aufgeführt. Die max. zulässige Wasserspiegellage beim Wehr ergibt sich aus dem als zulässig erachteten Rückstau. Die Beziehung zwischen Überlaufhöhe und Überlauflänge ist unter 3.5.2.1 aufgeführt. Eine vorsichtige Wahl der Rückstaukote unter Berücksichtigung der zusätzlichen Reibung im Zulaufkanal sowie ein Zuschlag zur theoretisch erforderlichen Wehrlänge ist zu empfehlen.

3.5.3 Streichwehre mit niedrigen Überlaufschwellen

Solche Wehre wurden früher meistens, heute nur noch in vereinzelten Fällen angewandt. Vorerst werden die Abmessungen so festgelegt, daß der Abfluß bei Q_{an} gerade noch mit freiem Wasserspiegel erfolgt. Dann ist, nach Wahl der Länge der Drosselstrecke, die Höhendifferenz ΔH_{max} und damit der max. Abfluß $Q_{ab max}$ (= krit. Abfluß + Mehrabfluß bei max. Zufluß) festgelegt (Bild 7).

Es ist nämlich $Q_{ab max} = F_{ab} \cdot v_{ab max}$, wobei

$$v_{ab max} = \sqrt{\frac{1000 \cdot \Delta H_{max}}{90 + \frac{1}{v_1^2}}}$$

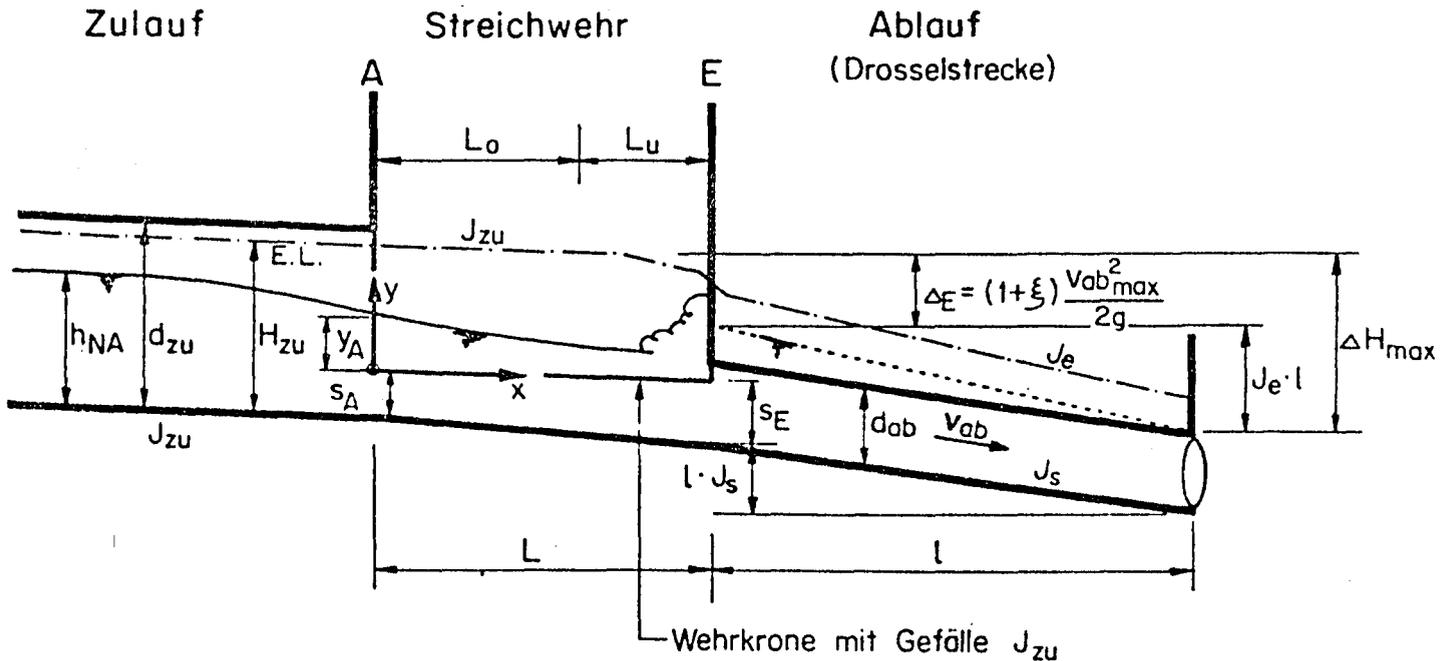


Bild 7

Darin bedeuten:

- F_{ab} die Querschnittsfläche des Ablaufkanals in m^2 .
 $v_{ab \max}$ die Fließgeschwindigkeit im Ablaufkanal beim max. Zulauf in m/s,
 l die Länge der Drosselstrecke in m,
 v_1 die Fließgeschwindigkeit im Ablaufkanal bei einem Gefälle von 1 o/oo in m/s.

Dann erhält man die Überlaufhöhe y_A beim Wehranfang aus $Q_{\ddot{u}}/c$, wobei $Q_{\ddot{u}} = \text{Überlauf} = Q_{zu \max} - Q_{ab \max}$. Mit den Bezeichnungen nach Bild 7 und mit $H_{zu}/d_{zu} = h$ wird

$$c = d_{zu}^{3/2} \cdot (3,15 \cdot h - 0,35 \cdot h^2).$$

Da am Wehrende ein Stauschwall auftritt mit erheblicher Entlastungswirkung, so ist die Wehrlänge nicht von derartiger Bedeutung, wie dies früher offenbar angenommen wurde. Eine genügende, jedoch kaum die minimal mögliche Wehrlänge L wird wie folgt erhalten:

$$L = \frac{0,46 \cdot c}{\sqrt{y_A}} + (H_{zu} - s_A) \quad \text{für das einseitige Wehr}$$

(Bezeichnungen siehe Bild 7),
und

$$L = \frac{0,23 \cdot c}{\sqrt{y_A}} + 1,5 \cdot (H_{zu} - s_A) \quad \text{für das zweiseitige Wehr.}$$

Detailliertere Angaben finden sich in der Zeitschrift gwf, H. 12, (1973).

Ein wesentliches Resultat der Versuche war, daß die Wasserspiegellage längs des Streichwehres nicht vom strömenden oder schießenden Zufluß abhängt, sondern von der Höhe der Wehrschwelle.

3.5.4 Bodenöffnung (Springüberlauf, Leaping Weir)

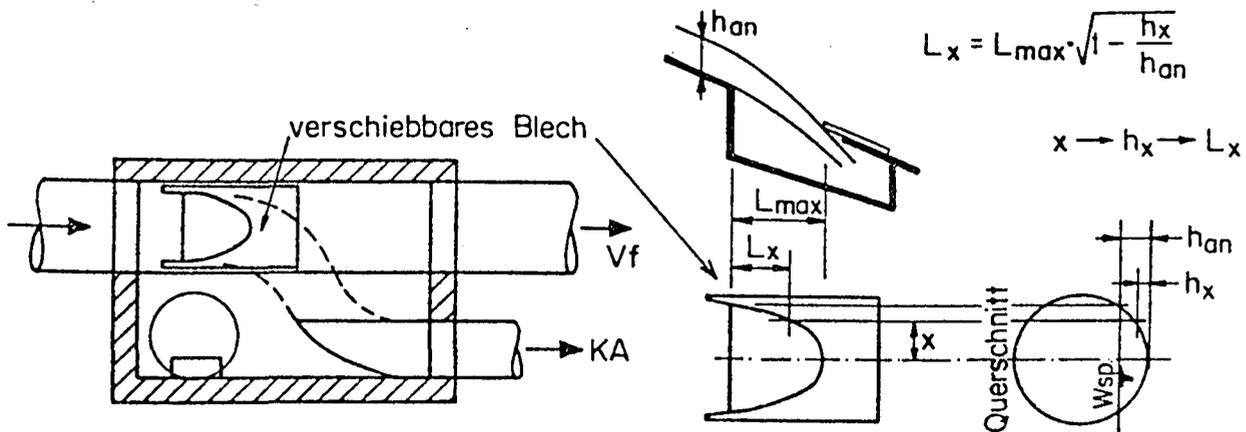
Diese Ausbildung ist nur im stark schießenden Bereich empfehlenswert. Das Fehlen eines Rückhaltevolumens wird als Nachteil empfunden. Bei Anordnung eines Energieumwandlungsschachtes kann ein Überlauf mit hochgezogener Schwelle erstellt werden. Diese meist bessere Lösung ist jedoch aufwendiger.

Die größte Öffnungsweite der zungenförmigen Öffnung in der Kanalachse beträgt $L_{\max} = 1/2 \cdot v_{an} \sqrt{h_{an}}$ (Bild 8).

Dabei bedeutet der Index (an) den Zustand, bei dem das Trennbauwerk in Tätigkeit tritt. Die Form des Bleches ist der Kanalsole anzupassen. Bei seitlichen Zuflußstörungen sollte das Blech nicht nur längsverschieblich sein, sondern auch quer verschoben werden können.

Für die Ausbildung der Bodenöffnung als Halbellipse mit ebenem Blech wird auf Taubmann (1970) verwiesen.

Konstruktion für Kreis-Querschnitt:



(Vf = Vorfluter, KA = Kläranlage)

Bild 8

3.5.5 Sonderformen

Neben Konstruktionen mit horizontalen Trennblechen haben Überläufe mit gesteuertem Abfluß, namentlich in neuerer Zeit, Bedeutung erlangt. Solche Überläufe sind dort anzuordnen, wo praktisch kein Mehrabfluß hingenommen werden kann, z.B. vor Kläranlagen, unter Berücksichtigung der verschiedenen Ausbaustadien. Die Steuerung wird durch ein Abflußmeßgerät betätigt. Die Distanz zwischen Meßstelle und Steuerung soll möglichst gering sein. Zeitliche Verzögerungen der Betätigung der Steuerung sind häufig angezeigt bzw. erforderlich.

3.6 Regenbecken

3.6.1 Vorbemerkung, Beckenarten, Beckentypen

Soll aus irgendeinem Grund der Zufluß unter die kritische Wassermenge entlastet werden, so sind Regenbecken anzuordnen. Solche Becken haben im Laufe der Zeit an Bedeutung zugenommen. Sie sind zum Schutze des Vorfluters sehr wirksam, vorausgesetzt, daß sie genügend groß bemessen, sachgemäß angeordnet und einwandfrei konstruiert werden.

An Becken werden unterschieden:

- Regenüberlaufbecken zum Zurückhalten und zur Grobklärung der Hauptfracht des Mischwassers.
- Regenrückhaltebecken, die die Fracht eines Einzelregens zurückhalten und gedrosselt zur Kläranlage weiterleiten. Solche Becken haben keine Verbindung mit dem Vorfluter und werden deshalb in diesem Zusammenhang nicht behandelt.
- Regenklärbecken. Diese werden in die Regenwasserkanäle des Trennverfahrens eingebaut.

Bei einer Entwässerung im Mischverfahren haben somit, neben den Regenüberläufen, nur die Regenüberlaufbecken eine Beeinflussung des Vorfluters zur Folge. Man unterscheidet zwischen Fangbecken FB und Durchlaufbecken DB. Durchlaufbecken werden vom Klärüberlauf durchflossen, Fangbecken nicht. Je nach Anordnung im Kanal können die Becken im Hauptschluß oder im Nebenschluß liegen. Ein schematischer Schnitt durch ein Durchlaufbecken im Hauptschluß mit den Bezeichnungen ist in Bild 9 wiedergegeben.

Speicherkanäle sind Fangbecken im Hauptschluß. Mit Hilfe einer Abflußsteuerung nützen sie das verfügbare Kanalvolumen zur Speicherung aus und können deshalb, wirtschaftlich gesehen, interessant sein.

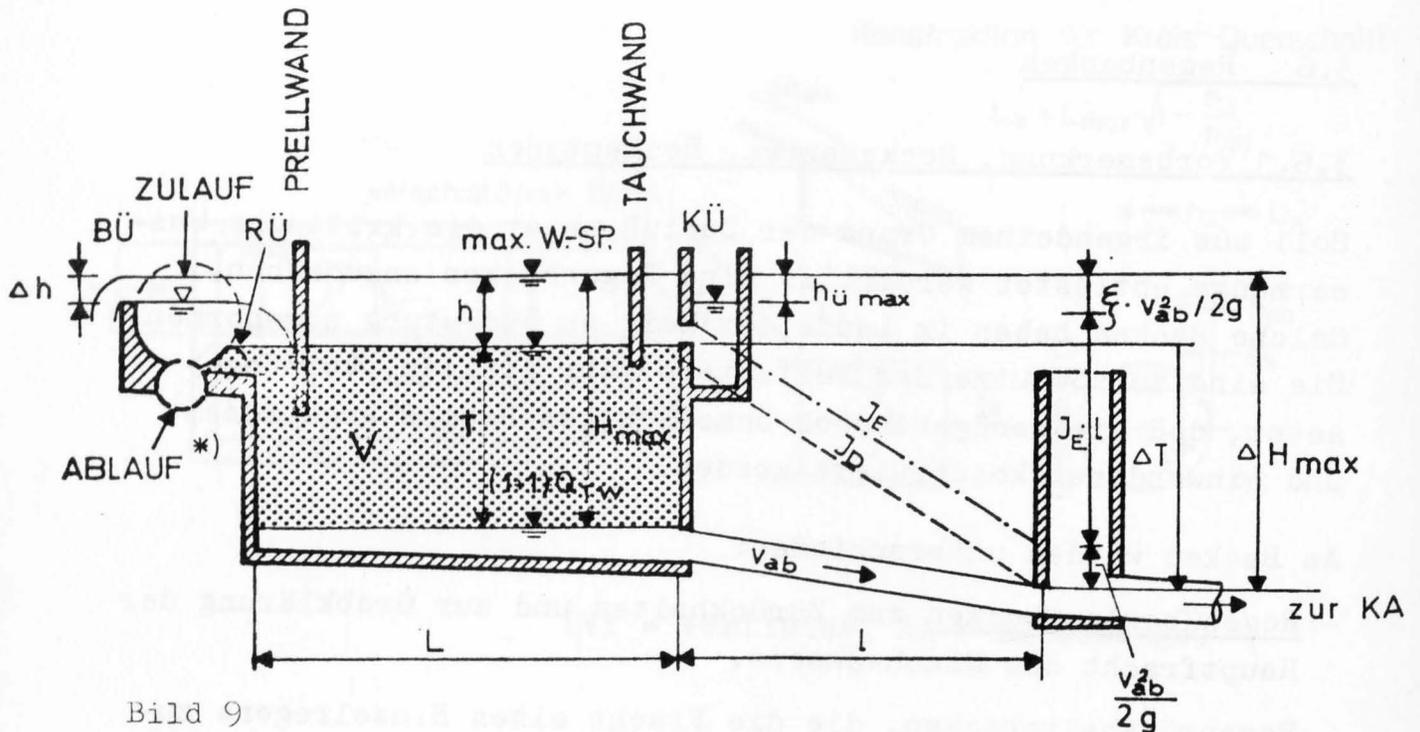


Bild 9

Bezeichnungen:

| | | | |
|----|----------------|-------|--|
| BÜ | Beckenüberlauf | T | Beckentiefe, für Beckenvolumen V (schraffiert) maßgebend |
| RÜ | Regenüberlauf | J_E | Gefälle der Energielinie |
| KÜ | Klärüberlauf | J_D | Gefälle der Drucklinie = J_E |
| KA | Kläranlage | | |

Regenüberlaufbecken besitzen einen oder mehrere Überläufe und einen Bodenablauf. Der Überlauf am Ende der Durchlaufbecken für das geklärte Wasser wird als Klärüberlauf KÜ bezeichnet. Er begrenzt das Beckenvolumen. Dem Becken vorgeschaltet ist der Beckenüberlauf BÜ, der erst bei vollem Becken anspringen darf und zwar so, daß die Klärbedingungen eingehalten werden. Bei Becken im Nebenschluß ist im Zulaufkanal ein Regenüberlauf RÜ anzuordnen, der bei einer "Verdünnung" von $(1 + m) \cdot Q_{TW}$ anspringt. Der Klärüberlauf darf über der Sohle des Zulaufkanals liegen, wenn die Zuflußgeschwindigkeit im Kanal bei Trockenwetter über 0,80 m/s und die dazu gehörende Wassertiefe mindestens 5 cm beträgt.

* Ablauf (Drosselstrecke) und RÜ für Becken im Nebenschluß!
Beckenentleerung mit Pumpe in Drosselstrecke.

Wesentlich ist, daß die Regenbecken nach Beendigung des Regens möglichst rasch in Richtung Kläranlage entleert werden, damit das Beckenvolumen beim nächsten Regenfall wieder zur Verfügung steht.

3.6.2 Anwendungsbereich

Fangbecken sind in der Lage, den ersten Schmutzstoß aufzufangen. Zur Entlastung gelangt das durch Regenwasser verdünnte Abwasser. Schmutzstöße sind bis zu Fließzeiten im Kanalnetz von etwa 15 Minuten feststellbar. Bei längeren Fließzeiten treten zeitlich gleichmäßiger verteilte Schmutzkonzentrationen auf. Fangbecken sind deshalb auf Fließzeiten von Maximum 15 bis 20 Minuten zu beschränken. Bei längeren Fließzeiten werden vorwiegend Durchlaufbecken angewandt.

3.6.3 Erforderlicher Beckeninhalt

Um der Zielvorstellung zu entsprechen, sind folgende Beckenvolumen V anzustreben:

Für Fangbecken:

$$V = \frac{t_{FK} + 5}{30} \cdot (30 - r_{ab}) \cdot F_{red} \quad \text{in m}^3 \quad (1)$$

und für Durchlaufbecken:

$$V = 0,6 \cdot (30 - r_{ab}) \cdot \left(\frac{45}{t_{FK} + 30} \right) \cdot F_{red} \quad \text{in m}^3 \quad (2)$$

wobei

t_{FK} = Fließzeit im Kanal bis zum Regenbecken in Minuten,

r_{ab} = Beckenabfluß als Regenintensität ausgedrückt:

$$r_{ab} = \frac{Q_{ab} - Q_{TW}}{F_{red}} \quad \text{in l/s.ha mit } Q_{ab} \text{ und } Q_{TW} \text{ in l/s und}$$

F_{red} = reduziertes Einzugsgebiet in ha.

Das Volumen beider Beckentypen kann auch nach Formel (2) berechnet werden.

Bei Fließzeiten t_{FK} unter 15 Minuten darf der Zeitbeiwert

$$\frac{45}{t_{FK} + 30} \text{ zu } 1,0 \text{ angenommen werden.}$$

Die Beckeninhalte gehen aus Bild 10 hervor.

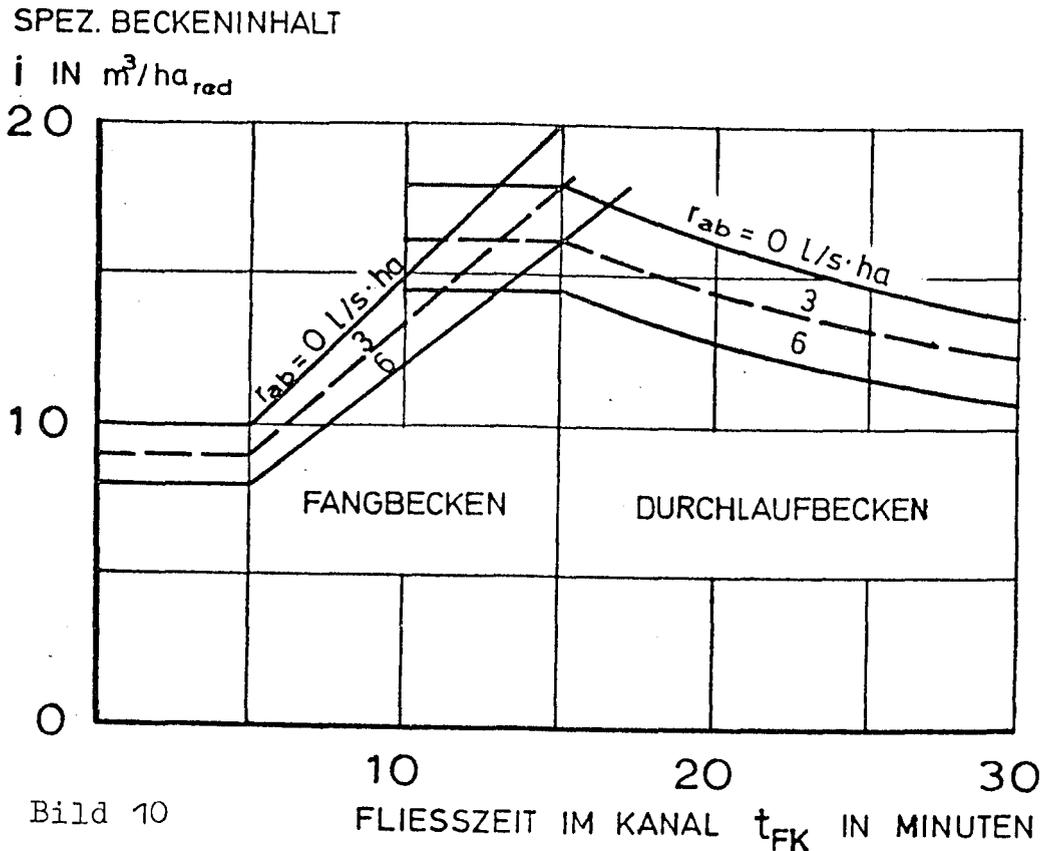


Bild 10

Der Beckenabfluß Q_{ab} ist bei gesteuertem Abfluß konstant, sonst je nach Beckenfüllung variabel. Es wird vorgeschlagen, in obigen Formeln den Beckenabfluß in letzterem Falle konstant als Mittelwert zwischen dem Abfluß beim Beginn des Aufstaus bei $(1+1) Q_{TW}$ und bei Beginn des Überlaufens einzusetzen.

Regenüberlaufbecken sollen ein Volumen von mindestens 100 m^3 aufweisen. Der Speicherraum im Zulaufkanal vor dem Regenüberlauf darf vom Beckeninhalte nicht abgezogen werden.

Die Beckentiefe T , die für die Berechnung des Beckenvolumens

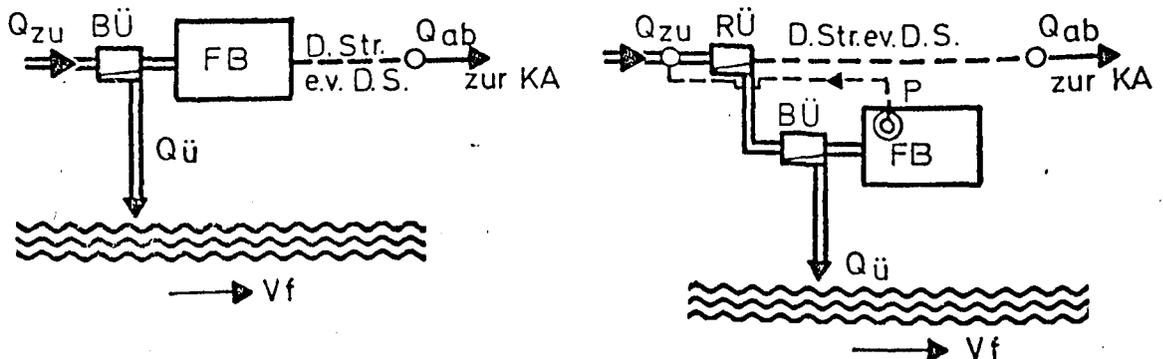
maßgebend ist, geht aus Bild 9 hervor. Das Beckenvolumen ist im Bild flächig angelegt.

Bei Regenbecken auf dem Kläranlageareal kann vermehrte Reinigungsarbeit in Kauf genommen werden. Bei Regenbecken im Siedlungsgebiet jedoch ist durch konstruktive Maßnahmen dafür zu sorgen, daß sich am Beckenboden möglichst keine Ablagerungen bilden. Becken im Nebenschluß sind weniger aufwendig im Betrieb als Becken im Hauptschluß.

3.6.4 Fangbecken

Die Fangbecken besitzen einen vorgeschalteten Beckenüberlauf BÜ, der erst bei Rückstau des gefüllten Beckens anspringen darf. Die Grundrißform der Becken kann beliebig gewählt werden. Die Beckentiefe ergibt sich bei Becken im Hauptschluß aus dem zur Verfügung stehenden Gefälle. Bei Becken im Nebenschluß sind zweckmäßige Abmessungen möglich unter Optimierung der Baukosten.

In Bild 11.1 und 11.2 sind die Anordnungen im Hauptschluß und Nebenschluß schematisch dargestellt.



Bezeichnungen:

RÜ = Regenüberlauf
 BÜ = Beckenüberlauf
 KÜ = Klärüberlauf
 KA = Kläranlage
 FB = Fangbecken
 DB = Durchlaufbecken

Vf = Vorfluter
 P = Pumpe
 Q = Wassermenge
 D.Str. = Drosselstrecke
 D.S. = Drosselschieber

3.6.5 Durchlaufbecken

Sobald diese Becken durch stärkere oder länger dauernde Regenfälle bis zum Klärüberlauf gefüllt sind, werden sie vom Klärüberlaufwasser, je nach Anordnung des Beckenablaufes ev. auch vom Ablauf zur Kläranlage, durchflossen. Eine gute Klärwirkung ist anzustreben. Diese soll durch folgende Forderungen an die Beckengestaltung erreicht werden:

- Die Oberflächenbeschickung bei einem Regen von 15 l/s.ha Intensität soll ≤ 10 m/h betragen.
- Die horizontale Fließgeschwindigkeit im Rechteckbecken darf bei maximalem Beckenzufluß 0,10 m/s nicht überschreiten.
- Bei maximaler Beckenfüllung soll eine minimale Aufenthaltszeit von 5 Minuten gewährleistet sein.
- Bei Rechteckbecken soll die Beckenlänge L mindestens die 3fache Beckenbreite B und die 6fache Beckentiefe T betragen.

Der Beckenüberlauf darf erst nach dem Klärüberlauf anspringen. Einlauf und Auslauf (Tauchwand) sind ähnlich wie beim Vorklärbecken auszubilden.

In Bild 12.1 und 12.2 sind die Anordnungen im Haupt- und Nebenschluß schematisch dargestellt.

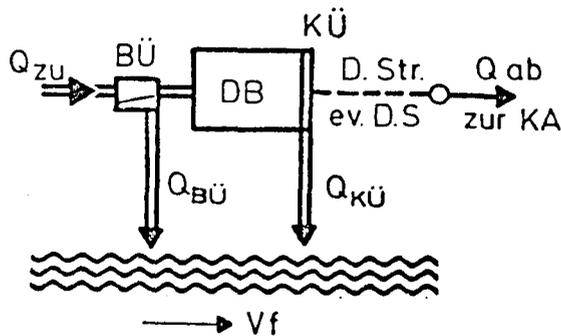


Bild 12.1

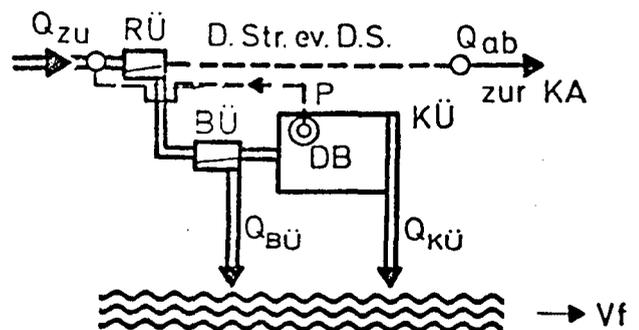


Bild 12.2

Aus den Klärbedingungen für Durchlaufbecken im Hauptschluß ergeben sich folgende Gleichungen

- Oberflächenbeschickung

$$q_F = \frac{Q}{O} = \frac{Q_{TW} + 15 \text{ l/s.ha} \cdot F_{red} - Q_{ab}}{B \cdot L} \leq 10 \text{ m/h}$$

- Horiz. Fließgeschwindigkeit

$$v_{max} = \frac{Q_{KU} + (\text{ev.}) Q_{ab}}{B \cdot H_{max}} \leq 0,10 \text{ m/s}$$

- Min. Aufenthaltszeit = 5 min, somit

$$Q_{KU} \text{ max zul} + (\text{ev.}) Q_{ab} \leq \frac{H_{max} \cdot B \cdot L}{300 \text{ sek}}$$

Die Eventualwerte sind zu berücksichtigen, je nachdem ob Q_{ab} bereits beim Beckeneinlauf oder erst beim Beckenauslauf entnommen wird.

Setzt man in diesen Formeln die angegebenen Grenzwerte ein, so ergibt sich extrem mit $Q_{ab} = 0$ die minimal zulässige Oberfläche O in m^2 zu $5,4 \cdot F_{red}$, wenn F_{red} in ha eingesetzt wird. Der maximal zulässige Klärüberlauf Q_{KU} in m^3/s würde dann $0,022 \cdot T \cdot F_{red}$, wobei T = Nutztiefe des Beckens in m. Diese Formeln dienen zur Abschätzung der Größenordnung.

3.6.6 Der Speicherkanal

Der Speicherkanal arbeitet wie ein Fangbecken im Hauptschluß. Ein ausreichendes Gefälle entsprechend einer Fließgeschwindigkeit von 0,8 bis 1,0 m/s und eine Wassertiefe von mindestens 5 cm beim maßgeblichen Trockenwetteranfall im Bereiche des Speicherkanals ist Vorbedingung. Maßgebend für den Speicherinhalt ist der Rohrinhalt zwischen dem Überlauf und der Drossel. Kanalanschlüsse auf dieser Strecke sind nur soweit zulässig als dadurch die Fließgeschwindigkeit kanalaufwärts zum

Regenüberlauf hin 0,10 m/s nicht überschreitet. In Bild 13 ist ein schematischer Schnitt durch einen Speicherkanal dargestellt.

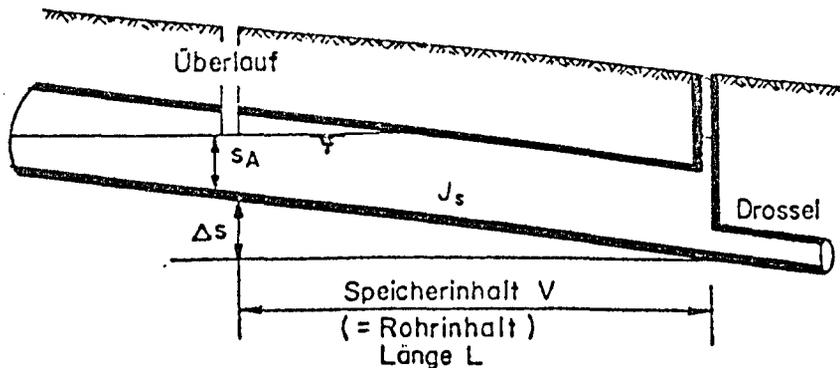


Bild 13

Die Bemessung erfolgt nach Abschnitt 3.6.3. Als Volumen darf der gesamte Inhalt des Kanalprofils zwischen Ende Regenüberlauf und Drossel angenommen werden, abzüglich das vom doppelten Trockenwetteranfall eingenommene Volumen, sofern $2 \cdot Q_{TW}$ zur Kläranlage weiterfließt.

3.6.7 Beispiele

1. Fangbecken im Hauptschluß bzw. Speicherkanal

$$F_{red} = 12 \text{ ha} \quad t_{FK} = 10 \text{ min} \quad Q_{TW} = 20 \text{ l/s} \quad Q_{max} = 1600 \text{ l/s}$$

$$Q_{ab} = 2 \cdot Q_{TW} = 40 \text{ l/s, durch automatischen Schieber konstant gehalten.}$$

$$r_{ab} = \frac{Q_{ab} - Q_{TW}}{F_{red}} = \frac{40 - 20}{12} = 1,7 \text{ l/s.ha}$$

Formel (1):

$$V = \frac{t_{FK} + 5}{30} \cdot (30 - r_{ab}) \cdot F_{red} =$$

$$\frac{10 + 5}{30} \cdot (30 - 1,7) \cdot 12 = \underline{164 \text{ m}^3} > 100 \text{ m}^3$$

2. Durchlaufbecken im Hauptschluß

$$F_{\text{red}} = 20 \text{ ha} \quad t_{\text{FK}} = 18 \text{ min} \quad Q_{\text{TW}} = 40 \text{ l/s} \quad Q_{\text{max}} = 2500 \text{ l/s}$$

$Q_{\text{ab}} = 2 \cdot Q_{\text{TW}} = 80 \text{ l/s}$, durch automatischen Schieber konstant gehalten.

$$r_{\text{ab}} = \frac{Q_{\text{ab}} - Q_{\text{TW}}}{F_{\text{red}}} = \frac{80 - 40}{20} = 2,0 \text{ l/s.ha}$$

Formel (2):

$$\underline{V} = 0,6 \cdot (30 - r_{\text{ab}}) \cdot \frac{45}{t_{\text{FK}} + 30} \cdot F_{\text{red}} =$$

$$0,6 \cdot (30 - 2) \cdot \frac{45}{18 + 30} \cdot 20 = \underline{315 \text{ m}^3}$$

Oberfläche:

$$O \approx 5,4 \cdot F_{\text{red}} = 5,4 \cdot 20 = 108 \text{ m}^2.$$

$$\text{Gewählt } O = 110 \text{ m}^2 = 5,5 \cdot 20 \text{ m.}$$

$$= B \cdot L$$

$$\underline{\text{Nutztiefe } T} = V : O = 315 : 110 = 2,86 \text{ m} \approx 3,00 \text{ m.}$$

Nachkontrolle

$$q_{\text{F}} = 10 \text{ m/h} = Q/O. \text{ Hier ist } Q = Q_{\text{TW}} + 15 \text{ l/s.ha} \cdot F_{\text{red}} - Q_{\text{ab}}$$

$$q_{\text{F}} = \frac{(40 + 15 \cdot 20 - 80)}{110} \cdot \frac{3600}{1000} = 8,50 \text{ m/h} < 10 \text{ m/h}$$

Max. zul. Klärüberlauf

$$Q_{\text{KÜ}} = \frac{H_{\text{max}} \cdot O}{300} - Q_{\text{ab}}, \text{ da hier Ablauf am Beckenende.}$$

$$\text{Da } H_{\text{max}} \approx 1,2 \cdot T \text{ wird: } Q_{\text{KÜ}} \sim \frac{1,2 \cdot 3,0 \cdot 110}{300} - 0,080 = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die Differenz $Q_{\text{ü}} = Q_{\text{max}} - Q_{\text{KÜ}} - Q_{\text{ab}} = 2500 - 1240 - 80 = 1180 \text{ l/s}$ muß vor dem Becken über den Beckenüberlauf in den Vorfluter entlastet werden. Durch Ausbildung des Klärüberlaufs am Beckenende mit schmalen Schlitzten wird ein Aufstau im Becken bis auf H_{max} erzielt. Die Bemessung der Schwellenhöhe und Schwellenlänge des Beckenüberlaufs hat dann so zu erfolgen, daß bei H_{max} und Q_{max} die 1180 l/s beim Beckenüberlauf überfließen.

Auch die Bedingung über die max. zul. horizontale Fließgeschwindigkeit im Rechteckbecken ist eingehalten:

$$v_{\max} = \frac{Q_{\text{KU}} + Q_{\text{ab}}}{H_{\max} \cdot B} = \frac{Q_{\text{KU}} + Q_{\text{ab}}}{1,2 \cdot T \cdot B} = \frac{1,240 + 0,080}{1,2 \cdot 3,0 \cdot 5,5} =$$

$$= 0,067 \text{ m/s} < 0,10 \text{ m/s.}$$

Die Verhältniszahlen von Breite und Tiefe zur Beckenlänge (Abschnitt 3.6.5) sind in Ordnung.

4. Kombinationen von Regentlastungsanlagen

4.1 Fangbecken mit Vorentlastung im Netz durch Regenüberläufe

Die Fangbecken sind so bemessen, daß sie den Stoß eines Regens mit der Häufigkeit $n = 10$ noch abzufangen vermögen. Dies entspricht etwa einer Intensität von 30 % der einjährigen Regenintensität oder größenordnungsmäßig etwa 40 l/s . ha. Sofern die Vorentlastungen im Netz als Regenausläufe ohne Stauraum (z.B. Streichwehre oder Bodenöffnungen) ausgebildet werden mit kritischen Regenintensitäten von 40 l/s . ha, so ist das Fangbecken wie vorher beschrieben zu bemessen. Bei Regenüberläufen mit hochgezogener Schwelle kann die kritische Regenintensität wegen des bewirkten zusätzlichen Stauraumes wohl ermäßigt werden, hingegen nimmt die Fließzeit im Kanal infolge reduzierter Fließgeschwindigkeit im Stauraum zu. Es darf also der zusätzliche Stauraum der Vorentlastung keinesfalls als Anteil des Fangbeckeninhaltes angerechnet werden. Vorzuziehen wären Regenüberläufe ohne Stauraum mit erhöhter kritischer Regenintensität und/oder mit Mehrabfluß bei Überschreiten des kritischen Zuflusses.

Für die Fließzeit im Kanal gilt die gesamte Fließzeit vom Kanalisationsende über die Vorentlastung hinweg bis zum Fangbecken. Bei sehr steilen Anfangsstrecken ohne Ablagerungsmöglichkeit können diese für die Fließzeit außeracht gelassen werden.

4.2 Fangbecken nach oberhalb liegenden Fangbecken

Die Formel für den Inhalt der Fangbecken wurde unter der Annahme eines rechteckförmigen Einzugsgebietes abgeleitet. Liegen mehrere rechteckförmige Einzugsgebiete hintereinander vor mit je einem Fangbecken, so schlägt Munz (1973) folgende Bemessungsformeln vor:

Für das oberste Fangbecken mit einem reduzierten Einzugsgebiet F_o h_{red} und einer Fließzeit im Kanal t_{FKo} in Minuten ergibt sich entsprechend Formel (1), Abschnitt 3.6.3, ein Volumen V_o :

$$V_o = \frac{t_{FKo} + 5}{30} \cdot (30 - r_{ab}) \cdot F_o \quad \text{in m}^3.$$

Für das nächstfolgende Fangbecken des unteren Teileinzugsgebietes F_u mit einer Fließzeit im Kanal t_{FKu} ergibt sich ein Volumen V_u :

$$V_u = \frac{t_{FKu} + t_{FKo} + 5}{30} \cdot (30 - r_{ab}) \cdot F_u \quad \text{in m}^3.$$

Das Beckenvolumen V_u kann auch wie folgt ermittelt werden: V_u wird nach Formel (1) berechnet, so als ob kein oberes Becken vorhanden wäre. Vom so ermittelten Inhalt darf das Volumen V_o des oberen Beckens abgezogen werden. Mit dieser Berechnungsart liegt man auf der sicheren Seite. Das untere Becken darf dann kleiner (nämlich ohne Berücksichtigung von t_{FKo}) bemessen werden, wenn bei Beginn des Regens jeder Zufluß aus dem Gebiet F_o nach dem Gebiet F_u automatisch durch Schiebersteuerung unterbunden wird oder wenn der Ablauf des oberen Beckens in einer separaten Transportleitung direkt zur Kläranlage erfolgt. Im ersten Fall ist das obere Fangbecken entsprechend einer mindestens 10-, besser 20minütigen Aufenthaltszeit für den Trockenwetteranfall zu vergrößern und r_{ab} in der Bemessungsformel = 0 einzusetzen.

4.3 Durchlaufbecken nach Vorentlastung im Netz

Maßgebend ist Formel (2), Abschnitt 3.6.3. Das Volumen des Durchlaufbeckens ist für die gesamte reduzierte Fläche des Einzugsgebiets, die Fläche oberhalb der Vorentlastung inbegriffen, zu berechnen. Sofern bei komplizierteren Verhältnissen Schwierigkeiten im Hinblick auf die einzelnen Faktoren der Gleichung bestehen, kann auch der Beckeninhalt so bemessen werden, daß für den kritischen Zufluß zum Becken bei $r_k = 30 \text{ l/s.ha}$, abzüglich den Beckenabfluß, eine Aufenthaltszeit von 10 Minuten im Becken gewährleistet wird. Bei Fließzeiten über 15 Minuten darf der so ermittelte Beckeninhalt noch mit dem Zeitbeiwert reduziert werden.

4.4 Durchlaufbecken nach oberhalb liegenden Durchlaufbecken

Bei zwei hintereinander liegenden Durchlaufbecken wird folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

Der Inhalt des oberen Beckens wird nach Formel (2), Abschnitt 3.6.3 berechnet.

Der Inhalt des unteren Beckens ergibt sich als Differenz zwischen einem hypothetischen unteren Becken unter der Annahme, daß kein oberes Becken erstellt wird, abzüglich dem Beckeninhalt des oberen Beckens.

In komplizierten Fällen (z.B. Becken vor Kläranlagen mit Teilausbau) empfiehlt es sich, den Inhalt der Durchlaufbecken für eine theoretische Klärzeit von 10 Minuten für den einer Regenintensität von $30 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ entsprechenden Mischwasseranfall zu berechnen. Der Beckeninhalt wird dann

$$V = (Q_{\text{Zufluß}} - Q_{\text{Abfluß}}) \cdot 600 \text{ sek.}$$

4.5 Verbundbecken

Nach neueren Ermittlungen von Munz (1973/74) können auch kombinierte Fang- und Durchlaufbecken im selben Bauwerk interessant werden.

4.6 Beispiele

(1) Fangbecken

Annahme: $r_{ab} = 0$.

| | | |
|-----------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| Oberes Einzugsgebiet | $F_o = 10 \text{ ha}_{red}$ | $t_{FKo} = 7 \text{ Minuten}$ |
| Unteres Einzugsgebiet | $F_u = 12 \text{ ha}_{red}$ | $t_{FKu} = 8 \text{ Minuten}$ |

Inhalt des oberen Beckens

$$V_o = (t_{FKo} + 5) \cdot F_o = (7 + 5) \cdot 10 = 120 \text{ m}^3 > 100 \text{ m}^3$$

Inhalt des unteren Beckens

$$V_u = (t_{FKu} + t_{FKo} + 5) \cdot F_u = (8 + 7 + 5) \cdot 12 = 240 \text{ m}^3$$

Würde nur das untere Becken erstellt, dann wird

$$V_u^* = (8 + 7 + 5) \cdot (10 + 12) = 440 \text{ m}^3$$

Bei 2 Becken hintereinander könnte V_u auch nach Abschnitt 4.2 wie folgt ermittelt werden:

$$V_u = V_u^* - V_o = 440 - 120 = 320 \text{ m}^3.$$

(2) Durchlaufbecken (Bild 14)

Vereinfachte Annahme: Fließzeit im Kanal wird nicht berücksichtigt bzw. Zeitbeiwert = 1,0.

$R\ddot{U}$ = Regenüberlauf

DB_m = mittl. Durchlaufbecken

DB_u = unteres Durchlaufbecken

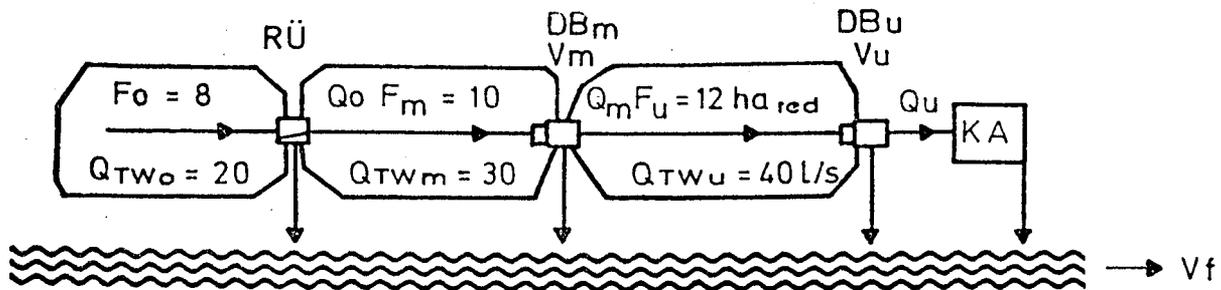


Bild 14

Wassermengen:

$$Q_m \text{ z.B.} = (1 + 2) \cdot (Q_{TW_o} + Q_{TW_m}) = (1 + 2) \cdot (20 + 30) = 150 \text{ l/s}$$

$$Q_u = (1 + 1) \cdot (Q_{TW_o} + Q_{TW_m} + Q_{TW_u}) = (1+1) \cdot (20+30+40) = 180 \text{ l/s}$$

Beckenvolumen V_m :

$$r_{ab} = \frac{Q_m - (Q_{TW_o} + Q_{TW_m})}{F_o + F_m} = \frac{150 - (20 + 30)}{8 + 10} = 5,5 \text{ l/s.ha}$$

$$V_m = 0,6 \cdot (30 - r_{ab}) \cdot (F_o + F_m) = 0,6 \cdot (30 - 5,5) \cdot (8 + 10) = 264 \text{ m}^3$$

Beckenvolumen V_u :

Ohne Becken V_m ergäbe sich mit $r_{ab} = \frac{180 - 90}{8 + 10 + 12} = 3 \text{ l/s.ha}$

$$V_u^* = 0,6 \cdot (30 - 3) \cdot (8 + 10 + 12) = 486 \text{ m}^3$$

Mit dem mittl. Becken V_m ergibt sich das Volumen des unteren Beckens V_u aus der Differenz $V_u^* - V_m =$

$$V_u = 486 - 264 = 222 \text{ m}^3$$

Kompliziertere Fälle mit Aufenthaltszeit gerechnet:

Extreme Ausnahme:

Einzugsgebiet praktisch voll überbaut, Kläranlage erst zu 50 % ausgebaut.

$$V_u = (Q_{zu} - Q_{ab}) \cdot 600 \text{ sek} = (Q_m + Q_{TW_u} + r_k \cdot F_u - (1+1) \cdot \frac{Q_{TW}}{2}) \cdot \frac{600}{1000}$$

$$= (150 + 40 + 30 \cdot 12 - 2 \cdot \frac{90}{2}) \cdot \frac{600}{1000} = 276 \text{ m}^3$$

oder bei Vollausbau der Kläranlage:

$$V_u = (150 + 40 + 30 \cdot 12 - 2 \cdot 90) \cdot \frac{600}{1000} = 222 \text{ m}^3,$$

wie oben ermittelt. Diese Art der Berechnung gilt nur für $r_k = 30 \text{ l/s.ha}$. Muß für einen bestimmten Fall an einer krit. Regenintensität von 15 l/s.ha festgehalten werden, dann wären die Becken für eine Aufenthaltszeit von 20 Minuten zu bemessen.

5. Zusammenwirken der Anlagenteile und zweckmäßigste Gesamtkonzeption

5.1 Allgemeines

Eine Erhöhung der kritischen Regenintensität bewirkt eine Verteuerung der an einen Regenüberlauf anschließenden Kanalstrecke. Die Mehrkosten, bezogen auf das gesamte Kanalisationsnetz, sind jedoch klein im Verhältnis zum erheblich größeren Schutz des Vorfluters vor Verunreinigung.

Bei regionalen Anlagen mit langen Zuleitungskanälen hingegen können diese Mehrkosten ins Gewicht fallen. Bei solchen Gegebenheiten ist zu prüfen, ob nicht zweckmäßiger und wirtschaftlicher eine Lösung mit Regenüberlaufbecken mit Entlastung auf den 2- bis 4fachen Trockenwetteranfall gewählt wird.

Bei bestehenden Regenüberläufen, die bei zu kleinen kritischen Regenintensitäten entlasten, ist zu untersuchen, ob eine Verbesserung durch Hochziehen der Überfallsschwelle, eventuell mit zusätzlichem Einbau einer Drosselblende, erfolgen kann.

5.2 Gesichtspunkte

Ziel ist eine optimale Lösung für die Gesamtkonzeption verbunden mit einem möglichst großen Schutz des Vorfluters.

Regenbecken sind möglichst so anzuordnen, daß eine spätere Erweiterung nicht ausgeschlossen ist. Um unvorhergesehene Entwicklungen im Einzugsgebiet Rechnung zu tragen, sollte der Ablauf der Regenüberlaufbecken mindestens auf den (1+2)fachen Trockenwetteranfall bemessen werden. Häufig ist es wirtschaftlich und zweckmäßig, die im Kanalnetz vorhandenen Speicherräume auszunützen durch Hochziehen der Wehrschwelle bei den Regenüberläufen oder durch Anordnung von Speicherkanälen.

Die Kläranlagen werden in der Regel auf den (1+1)fachen Trockenwetteranfall dimensioniert. Ihr Ausbau erfolgt meistens in Etappen. Die Abwasseranlagen sind auf diesen etappenweisen Ausbau abzustimmen.

Regenbecken erhöhen die jährlich in einer Kläranlage anfallende Schlammfracht um 20 bis 30 %. Der Schlammanfall erfolgt schubweise. Nach langen Trockenperioden kann die Tagesfracht des Schlammanfalls den mittleren jährlichen Anfall um 100 % und mehr überschreiten. Dieser Umstand ist bei der Projektierung der Schlammbehandlungsanlage zu berücksichtigen.

Fangbecken eignen sich zum Auffangen von Spülstößen und zwar bei kürzeren Fließzeiten im Kanal. Werden an den Ablaufkanal des Beckens weitere Baugebiete angeschlossen, die im Mischverfahren entwässern, dann gibt es zwei wünschenswerte Lösungen: den Ablauf während des Regens automatisch zu verriegeln oder eine Transportleitung vom Becken direkt zur Kläranlage zu erstellen. Becken im Hauptschluß erfordern eine Gefällsstufe von 1,50 m und mehr. In der Regel sind Becken im Nebenschluß vorzuziehen. - Speicherkanäle sind Fangbecken im Hauptschluß. Sie sind weniger abhängig von der Topographie des Geländes als Beckenkonstruktionen. Über die Bemessung von Speicherkanälen

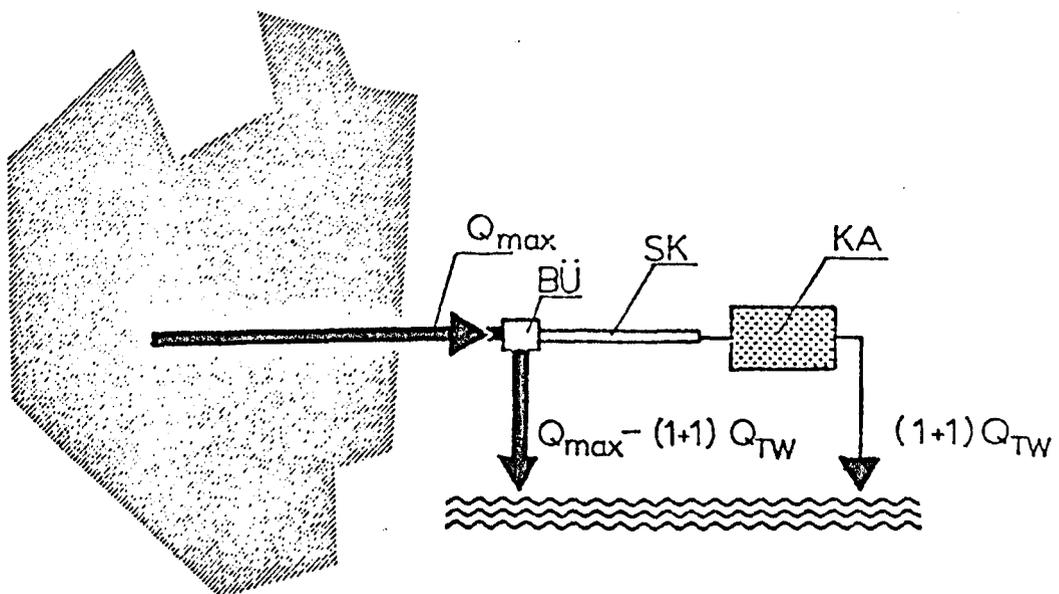
für längere Fließzeiten im Kanal als 15 bis 20 min fehlen zur Zeit noch Angaben.

Durchlaufbecken werden in der Regel bei Fließzeiten im Kanal von über 15 bis 20 Minuten vorgesehen. Ob diese im Haupt- oder Nebenschluß angeordnet werden, entscheiden häufig die örtlichen Verhältnisse. Regenüberläufe im Einzugsgebiet werden hier zweckmäßig mit hochgezogener Wehrschwelle, also mit zusätzlichem Stauraum ausgebildet, der die Fließzeit im Kanal erhöht.

In den "Vorschlägen" (1973) sind ausführlichere Angaben über die Gesamtkonzeption enthalten mit 10 Beispielen. Auf diese "Vorschläge" sei ausdrücklich hingewiesen. Im folgenden sollen zur Erläuterung nur drei Beispiele aus den "Vorschlägen" herausgegriffen werden.

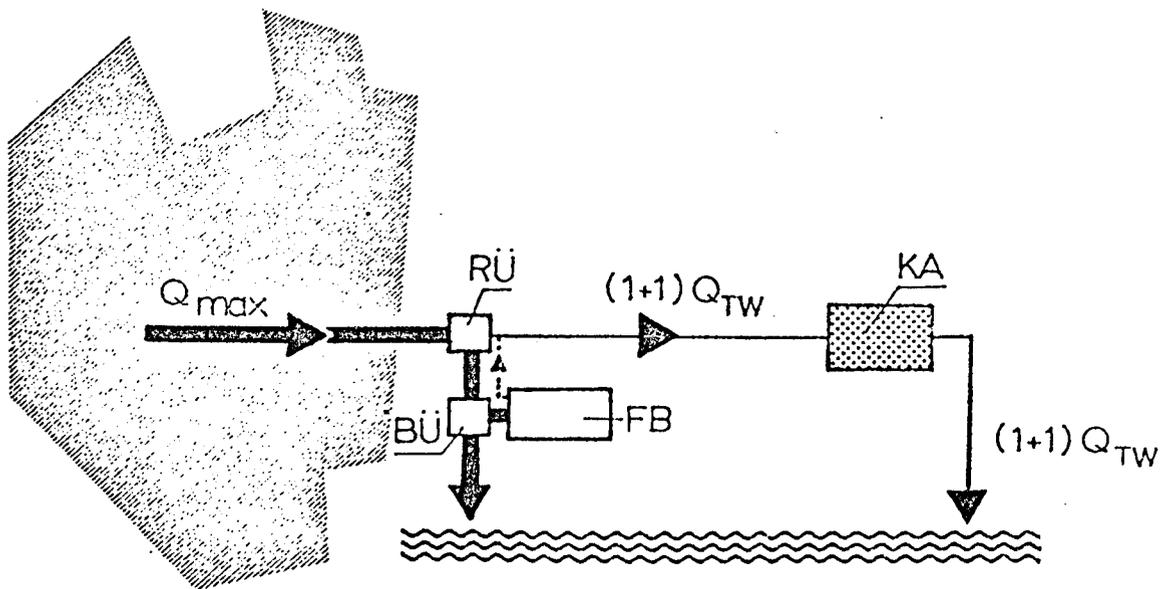
5.3 Beispiele

5.3.1 Speicherkanal (SK) im Hauptschluß vor der Kläranlage (Bild 15)



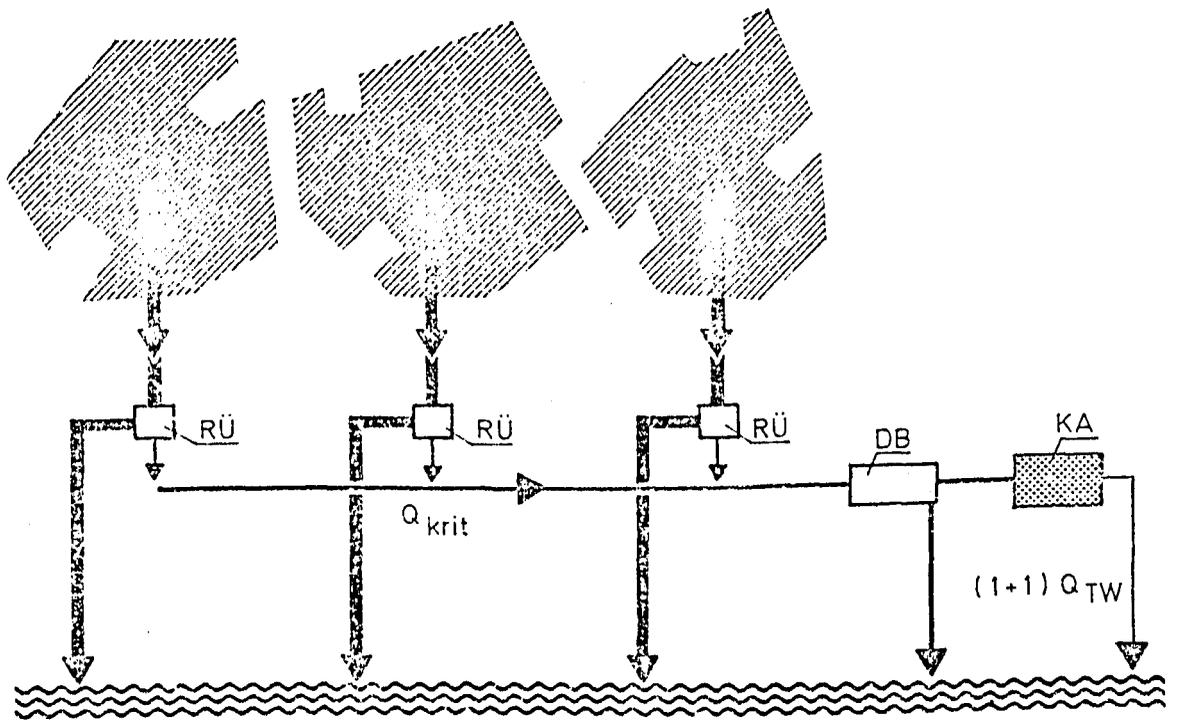
Fließzeit bis zum SK 15 bis max. 20 min. Zur Kläranlage fließt im max. $(1+1) Q_{TW}$ entsprechend den jeweiligen Ausbautetappen (dies gilt auch für die anderen Beispiele). Bei kleinen Einzugsgebieten keine Regenüberläufe im Netz vorsehen oder höchstens Spitzenentlastungen in der Größenordnung von $r_k = 40 \text{ l/s.ha}$. Bei Fließzeiten über 15 min darf ein Zeitbeiwert berücksichtigt werden. Die Lösung ist besonders günstig, wenn ein vorhandener Hauptsammler genutzt werden kann.

5.3.2 Fangbecken (FB) im Nebenschluß am Ende des Entwässerungsgebietes (Bild 16)



Fließzeit bis zum FB 15 bis max. 20 min. Wegen mangelnden Gefälles muß der Beckeninhalte nach jedem Regen in den Einlauf des Zulaufkanals zur Kläranlage gepumpt werden. Regenüberläufe im Einzugsgebiet siehe Abschnitt 5.3.1. Lösung bei erheblicher Distanz zwischen Entwässerungsgebiet und Kläranlage.

5.3.3 Parallel geschaltete Entlastungen auf Q_{krit} im Netz.
Durchlaufbecken (DB) im Hauptschluß auf der Kläranlage
 (Bild 17)



Fließzeit bis Becken übersteigt 15 bis 20 min. Ein ausgeprägter Spülstoß tritt nicht mehr auf. DB sind hier am Platze. Für den Beckeninhalt ist die Summe F_{red} aller Entwässerungsgebiete maßgebend.

Literatur

ATV I:

Lehr-und Handbuch der Abwassertechnik Band I, 1. Auflage.
Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, München (1967).

BRUNNER, P.G.:

Neue Berechnungsgrundlagen zur Berechnung von Regenüberläufen.
Heft 4 der Berichte aus dem Institut für Wasserwirtschaft und
Gesundheitsingenieurwesen der T.H. München (1970).

BRUNNER, P.G.:

Überlaufhäufigkeit von Regenüberläufen und ihre Ermittlung
mittels Häufigkeitslinien und Punkte-Regendiagrammen.
Wasser und Boden 23. Jg., Heft 5 (1971).

v.d.EMDE, W. u. HOFFMANN, S.:

Untersuchungen an Regenüberläufen eines großstädtischen Kanal-
netzes. gwf 110. Jg., H. 12 (1969).

HAUG, H.P.:

Einflüsse auf die Ableitung und den Überlauf von Regenwasser.
Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Heft 44
(1970).

IMHOFF, K. u. K.R.:

Taschenbuch der Stadtentwässerung. 23. Aufl.
Verlag Oldenbourg, München, Wien (1972).

KRAUTH, Kh.:

Der Abfluß und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasser-
kanalisationen bei Regen. Stuttgarter Berichte zur Siedlungs-
wasserwirtschaft, Heft 45, Kommissionsverlag Oldenbourg,
München (1970).

KRAUTH, Kh.:

Entlastung der Gewässer durch Behandlung des Regenwassers in
Regenüberlaufbecken. Wasserwirtschaft 63 (1973).

KALLWASS, G.J.:

Beitrag zur hydraulischen Berechnung gedrosselter seitlicher Regenüberläufe. Diss. Institut für Hydrodynamik, Techn. Hochschule Karlsruhe (1965).

KALLWASS, G.J.:

Drosselblenden am Regenüberlauf. gwf 109. Jg., Heft 6 (1968).

KEHR, D.:

Über die Regenauslässe von Mischkanalisationen. G.I., 56. Jg., Heft 6 (1933).

LAUTRICH, R.:

Der Abwasserkanal. 3. Aufl., Verlag Wasser und Boden, Axel Lindow u. Co., Hamburg-Blankenese (1972).

MUNZ, W.:

Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecken. Schweiz. Bauzeitung 89, Heft 22 (1971).

MUNZ, W.:

Regenbecken und Regentlastungen, Gas, Wasser, Abwasser, Zürich, Heft 9 u. ff (1973/74).

SCHMIDT, M.:

Zur Frage des Abflusses über Streichwehre. Mitteilung Nr. 41 Institut für Wasserbau der T.U. Berlin-Charlottenburg. Selbstverlag Berlin (1954).

RICHTLINIEN:

Richtlinien für die Reinhaltung des Bodensees vom 1. Juni 1967. Herausgegeben von der Int. Gewässerschutzkommission für den Bodensee.

"VORSCHLÄGE":

Vorschläge zur Bemessung und Gestaltung von Regentlastungsanlagen. Bearbeitet von einer Arbeitsgruppe aus Vertretern der TU Stuttgart, TH Wien und der ETH, Zürich. - Herausgegeben von der Int. Gewässerschutzkommission für den Bodensee (1973).

TAUBMANN, K.Chr.:

Strömungsvorgänge an Freispiegelkanal-Verzweigungen am Beispiel des Regenüberlaufs. Mitteilung Nr. 1 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH, Zürich (1970).

Karl Wuhrmann:

Zukunftsforderungen an den Gewässerschutz

1. Ausgangslage

Die unbestrittene Zielsetzung des Gewässerschutzes ist die Erhaltung der Oekosysteme des Meeres und der stehenden und fließenden Binnengewässer in einem Zustand, welcher natürlichen, vom Menschen nicht beeinflussten Gleichgewichten möglichst nahe kommt. Dieser Forderung steht die stürmische Entwicklung unserer technisierten Zivilisation, die rasch wachsende Besiedlungsdichte der Erde und als Resultante ein ungeheurer Güterkonsum resp. eine entsprechende Güterproduktion gegenüber, deren Anstieg noch steiler ist als die numerische Zunahme der Humanpopulation, weil die Konsumbedürfnisse durch die Güterproduzenten noch künstlich gesteigert werden. Die Gewässer der Erde sind entscheidend in diesen Kampf um die Umwelt involviert, da sie für einen wesentlichen Teil der Abgänge der Aktivität der Humanpopulation die ultimativen Empfänger darstellen (Abb. 1). Es ist die Aufgabe dieses Referates zu untersuchen, welche Massnahmen in Zukunft notwendig sind, um die Oekosysteme des Wassers für die Versorgung des Menschen mit Nahrung und Wasser zu erhalten und legitime hygienische und ästhetische Anforderungen von seiten des Menschen an die Gewässer zu erfüllen. In diesem Sinne könnte der Titel des Referates auch formuliert werden als "Probleme der Fortentwicklung der Abwasserreinigung".

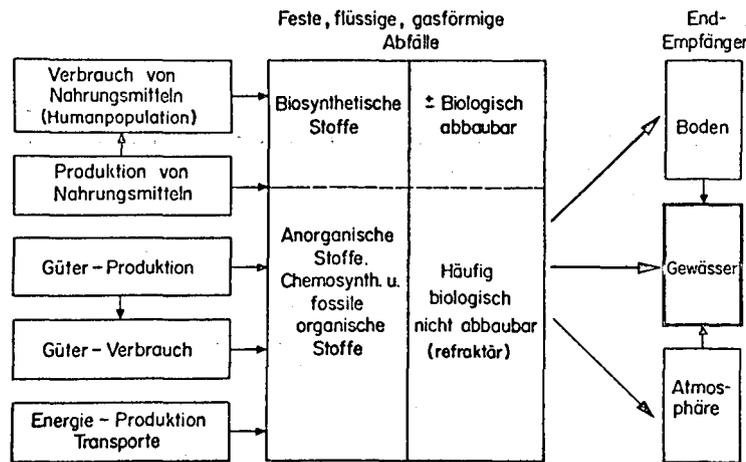


Abb. 1

Es steht ausser Frage, dass die heutige Technologie und die konventionellen Konzepte der Abwasserbeseitigung von der Entwicklung in mehrfacher Hinsicht überrollt worden sind: Die Qualität der heute produzierten Kläranlagenabflüsse kann bestenfalls einige Teilforderungen des Gewässerschutzes erfüllen. Die Menge nicht abgebauter Stoffe, welche unsere konventionellen, mechanisch-biologischen Kläranlagen verlässt und die mit zunehmender Industrialisierung und Bevölkerungsdichte eines Gewässereinzugsgebietes stetig anwächst, wird praktisch ignoriert, nicht zu reden von den Schmutzstoffen, welche aus den sog. Regenwasserentlastungen (mit oder ohne "Klärung") abfliessen.

Aus der Abbildung 1 geht als selbstverständlich hervor, dass die Belastung der Umwelt und insbesondere der Gewässer sehr stark abhängig ist vom lokalen zivilisatorischen Stand der Bevölkerung und ihren Konsumgewohnheiten. Betrachtet man ein Einzugsgebiet eines Gewässers, beispielsweise mit einer westeuropäischen oder amerikanischen Mischung von Bevölkerung und Industrie, so ergibt sich aus den stark unterschiedlichen Wachstumsraten für die Humanpopulation und die Industrie-Produktion ein erschreckendes Bild der zukünftigen Entwicklung

der Gewässerbelastungen mit den Abgängen aus der menschlichen Aktivität.

Abbildung 2 gibt eine rein rechnerische Modellierung der Entwicklung wieder, ausgehend von einem hypothetischen Zustand im Jahre 1950. Es ist angenommen, dass in jenem Zeitpunkt keinerlei Abwasserreinigung vorhanden war und die damals bestehende Industrie und Bevölkerung sämtliche ins Wasser gelangenden Abgänge direkt in die Vorfluter ableiteten. Als Massstab ist der organische Kohlenstoff in gelösten und fein dispersen organischen Verbindungen gewählt. Das Modell zeigt folgendes:

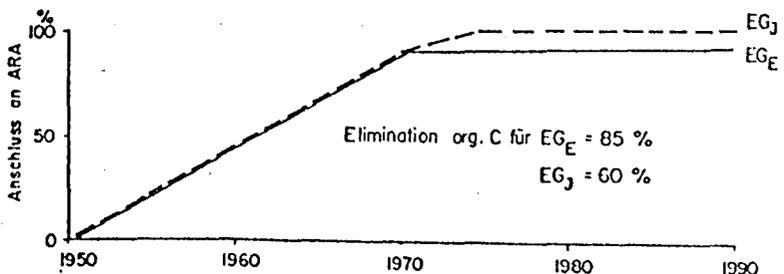
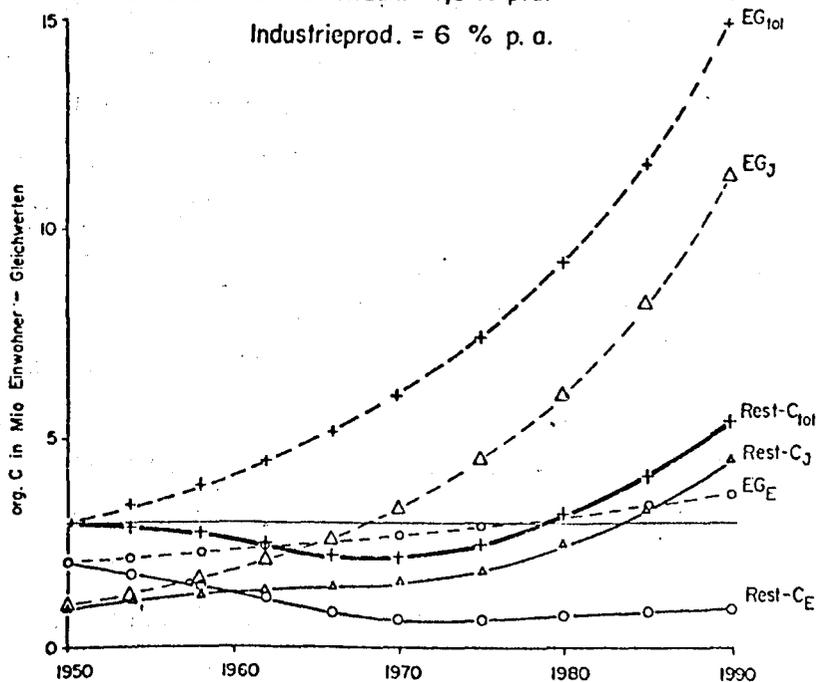
Abb. 2:

Entwicklungsmodell für die Fracht organischer Restverunreinigung (als org. Kohlenstoff) für ein hypothetisches Flusseinzugsgebiet (nach Wuhrmann)

Modell für die Entwicklung der Gewässerbelastung mit org.C

Ausgangspunkt: 2 Mio Einwohner (EG_E) +
1 Mio Industriegleichwerte (EG_J)

Wachstum: Einwohnerzahl = 1,5 % p.a.
Industrieprod. = 6 % p.a.



Unsere heutige Abwasserreinigungstechnik ist bezüglich absoluter Entlastung der Vorfluter von organischen Verbindungen aus den Abgängen der menschlichen Nahrungsbeschaffung und der menschlichen Exkrete (häusliches Abwasser im engsten Sinne) ziemlich erfolgreich. Die konventionellen Massnahmen würden noch lange Zeit eine Minderbelastung der Gewässer ermöglichen, und zwar trotz der ab 1970 unverkennbar rückläufigen Tendenz (auf Grund der Bevölkerungszunahme), wenn nicht industrielle Abwasserzuflüsse und ein erheblicher Verbrauch chemosynthetischer Stoffe in den Haushalten und im Gewerbe vorhanden wären. Die grosse Wachstumsrate der Industrie und die im Durchschnitt geringere Reinigungsmöglichkeit für industrielles Abwasser in kommunalen Anlagen zeigen daher einen wesentlich ungünstigeren Verlauf der industriellen Gewässerbelastung auf. Trotz den im Modell angenommenen ansteigenden Anschlusswerten der Industrie an Kläranlagen vom Jahre 1950 an nimmt wegen der grossen Wachstumsrate der Industrie ihr in die Vorfluter abgegebener Restanteil im Abfluss der kommunalen Kläranlagen, an welche sie angeschlossen sind, stetig zu und wächst vor allem vom Jahre 1970 an ziemlich rasch. Die Summenlinie der Restverunreinigung, wie sie durch Addition der Anteile humaner und industrieller Herkunft entsteht, zeigt, dass nur bis zum Jahre 1970 eine deutliche Entlastung des gewählten hypothetischen Vorfluters eingetreten ist, und dass vom Jahre 1980 an seine organische Belastung jene vom Jahre 1950 rasch zu übersteigen beginnt. Es handelt sich, wie gesagt, um eine Modellrechnung, deren numerische Annahmen allerdings für viele Flusseinzugsgebiete in Westeuropa zutreffen dürften. Die schweizerischen Beobachtungen in den vergangenen 10 bis 15 Jahren bestätigen leider diese rechnerische Entwicklung nur zu gut!

Mit dieser Einleitung dürfte die Motivierung für den Zwang zur Fortentwicklung der Gewässerschutzmassnahmen deutlich dargelegt worden sein. Dass sich diese Schutzmassnahmen nicht nur auf die Symptombekämpfung, d.h. die Reinigung der Abwässer, beschränken dürfen, sondern auch die kausalen Ursachen,

d.h. den Uebergang von Abfallstoffen in das Wasser als Transportmittel, erfassen müssen, dürfte selbstverständlich sein. Dieses fundamentale Problem ist hier nicht zu diskutieren. Wir haben uns mit den Voraussetzungen zu beschäftigen, wie sie heute in allen Ländern mehr oder weniger gleichartig herrschen: das Wasser dient sowohl für Siedlungen als auch für Industriebetriebe als bequemes und billiges Transportvehikel für alle Abgänge aus dem menschlichen Lebensbereich und der industriellen Produktion.

Um Gewässer vor Schädigung durch Abwässer schützen zu können, muss man wissen, welche chemischen Verbindungen es enthält und welche Bedeutung der Import dieser Verbindungen im Gewässer für seine Nutzung (im weitesten Sinne) besitzt.

Tabelle 1 gibt eine Systematik als Eselsleiter für die weitere Diskussion.

Wichtige Parameter zur Charakterisierung eines aquatischen Ökosystems

| Art der chemischen Verbindung | Beispiele | Dominante Effekte im Ökosystem Wasser |
|--|---|--|
| 1. <i>Anorganisch</i> , wichtigste Nährionen und Spurelemente für phototrophe und lithotrophe Organismen | Resorbierbare Verbindungen von N-, P-, K-, Ca-, Fe-, Mn- und anderen Elementen, Karbonat, biooxidierbare Verbindungen (S^{2-} , Fe^{2+} , H_2 , NH_4^+ , NO_2^-) | Produktion von phototropher und lithotropher Biomasse |
| 2. <i>Organisch</i> , Energie- und Aufbau-substrate, unentbehrliche organische Verbindungen | ± leicht biodegradierbare organische Verbindungen. Vitamine | Organotrophe primäre Biomasseproduktion (Bakterien, Pilze) |
| 3. <i>Anorganisch und organisch</i> , biologisch aktiv, quantitativ ohne Bedeutung für Biomasseprodukt. Zum Teil nicht metabolisierbar | pH-, pOH-, p ϵ -bestimmende Nicht-Metabolite; Schwermetalle und organische Verbindungen mit kumulativen Eigenschaften; olfaktorische Übermittlungssubstanzen; Komplexbildner | Wettbewerbsbeziehungen zwischen Arten, selektive Wirkungen |
| 4. <i>Anorganisch und organisch</i> , Nicht-Metabolite, biologisch inert | Biologisch inerte, refraktäre Verbindungen (Salze und organische Verbindungen) | Ökologisch wahrscheinlich ohne Bedeutung. Für technische Wassernutzung wichtig |

Tab. 1

2. Leistung und Leistungslücken heutiger konventioneller, kommunaler Abwasserreinigungsanlagen

Aus Einfachheitsgründen werden wir in den folgenden Ueberlegungen immer von kommunalen Abwassersystemen ausgehen, wobei vorausgesetzt sei, dass dabei die ansässige Industrie mit erfasst ist. Wir nehmen weiterhin an, dass der industrielle Schmutzstoffanteil im Gesamtabwasser den Betrieb einer konventionellen mechanisch-biologischen Abwasserreinigungsanlage nicht beeinträchtigt, weil in den Industrien mindestens partielle, betriebsinterne Abwasserbehandlungen vorgenommen werden.

Die von den kommunalen Abwasserreinigungsanlagen zu erfüllenden Eliminationsforderungen und ihre Begründung sind in Ergänzung zu Tab. 1 nochmals in Tabelle 2 bezüglich der entscheidenden Punkte zusammengefasst.

| Wichtigste Eliminationsforderungen | |
|--|---|
| Art der einem Gewässer zugeführten beziehungsweise mit Gewässerschutzmaßnahmen zu eliminierenden Stoffe | Dominierende Bedeutung |
| 1. Organische, biologisch angreifbare Verbindungen | Störung des biologischen Gleichgewichtes in Gewässern mit ± direkten Folgen für Nutzung von Gewässern oder Wassertieren |
| 2. Anorganische, unentbehrliche Nährionen für phototrophe Organismen | |
| 3. Anorganische oder organische Verbindungen, die sich in Nahrungsketten bis zu physiologisch schädlichen Konzentrationen akkumulieren | |
| 4. Organische, biologisch schwer abbaubare Verbindungen | Technische Erschwerung der Trink- und Brauchwasseraufbereitung |

Tab. 2

Die heute mehrheitlich gebauten mechanisch-biologischen Systeme versuchen diese Forderungen mit der bekannten Kombination von Sedimentation und aeroben Fermentationsverfahren zu erfüllen. Hinsichtlich der entscheidenden Stoffgruppen sind damit summarisch etwa folgende Wirkungsgrade der Elimination erreichbar (wenn man vom Abfluss der mechanischen Reinigungsstufe, wie sie in Tab. 3 zusammengefasst sind, ausgeht).

| Verbindungs-klasse | | % Elimination |
|--|--------------------------------------|--|
| Organische biodegradierbare Verbindungen | gemessen als organischer Kohlenstoff | 80 bis höchstens rund 90 % |
| Organische nicht biodegradierbare Verbindungen | | 0 bis unbestimmbarer Prozentsatz |
| Anorganische Verbindungen mit eutrophierendem Charakter: | | N-Verbindungen etwa 30 - 45 % P-Verbindungen etwa 20 - 35 % |
| Andere anorganische Kationen und Anionen | | 0 bis unbestimmter Prozentsatz |

Tab. 3

Abb. 2 zeigt, dass bezüglich der organischen Verbindungen (als org. C zusammengefasst) diese in Tab. 3 ausgewiesene Eliminationsleistung nicht genügt; dasselbe gilt erst recht von den anorganischen Inhaltsstoffen des Abwassers, soweit sie bedeutungsvoll sind (Metalle, Dünge-Elemente).

Der Restgehalt an organischen Verbindungen einer Anlage, die zur Hauptsache häusliches Abwasser verarbeitet, ist naturgemäss von der Anlagenbelastung abhängig, wobei nach bisherigen Erfahrungen ein unterer Konzentrationsgrenzwert erfahrungsgemäss nicht unterschritten wird (Abb. 3).

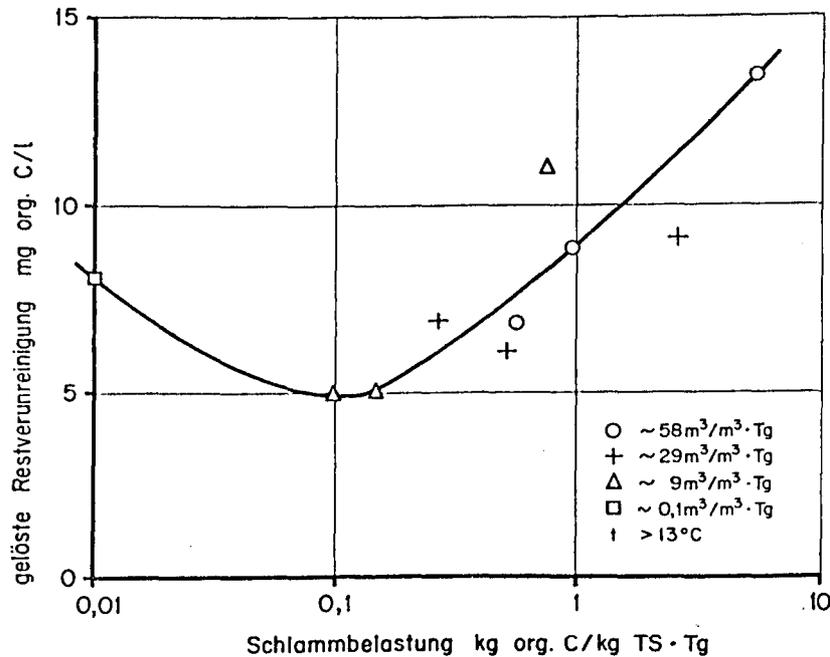


Abb. 3: Restverunreinigung als gelöste org. C-Verbindungen von Belebtschlammanlagen für vorwiegend häusliches Abwasser in Funktion der Anlagenbelastung (nach Wuhrmann)

Bei sehr niedrigen Schlammbelastungen tritt eventuell sogar wieder eine Verschlechterung ein, da Huminsäuren als Abbau-Produkte des Belebtschlammes oder Tropfkörperresens in kolloidal gelöster Form auftreten können. Bei der Reinigung von Industrieabwässern mit hohen Gehalten an refraktären Verbindungen (organ.-chemische Industrie, Färbereien, Gerbereien usw.) kann bei biologischer Reinigung oft nur der kleinere Anteil (50 % und weniger) des org. C eliminiert werden!

Es ist analytisch schwierig, die Leistungslücken unserer biologischen Kläranlagen bezüglich organischer Stoffe im Detail zu umschreiben. Am besten gelingt dies noch für hydrophobe flüchtige Verbindungen, welche sich direkt oder nach Anreicherung auf Aktivkohle mit Lösungsmitteln extrahieren lassen. Mittels Gaschromatographie kann man die Einzelkomponenten dann mehr oder weniger gut separieren und eventuell im Massenspektrographen zum Teil identifizieren. Untersucht man auf diese Weise Zu- und Ablauf einer Belebtschlammanlage, so stellt man mit Ueberraschung die riesige Zahl an Verbindungen fest, die beispielsweise mit Schwefelkohlenstoff extrahierbar sind!

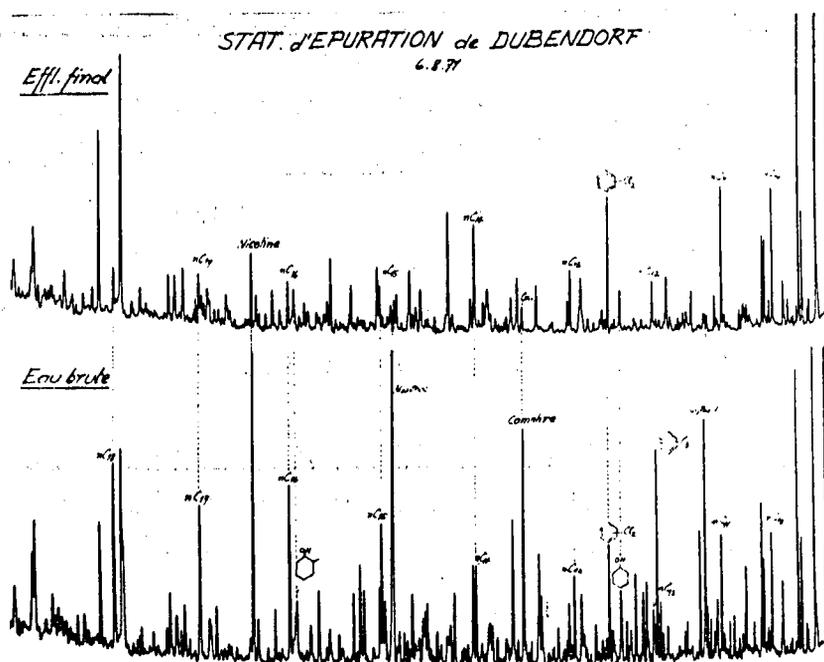


Abb. 4: Gaschromatogramme des CS_2 -Extraktes von vorgeklärtem und biologisch gereinigtem Abwasser der ARA Dübendorf. Einzelprobe 6.8.71

Dabei handelt es sich in diesem Falle nur um die Gruppe nicht oder schwach polarer, schlecht wasserlöslicher Verbindungen, welche bestimmt nur einen kleinen Teil des Total-C ausmachen.

Prüft man im besonderen die Kohlenwasserstoffe, welche mit flüssigen Treib- und Brennstoffen ins Abwasser gelangen (Strassenabschwemmungen, Abflüsse aus Oelabscheidern, Oelunfälle), so stellt man fest, dass viele Komponenten in Belebtschlammssystemen zwar erheblich zurückgehalten und teilweise sogar abgebaut werden, hingegen aber sehr lange Kontaktzeiten notwendig sind (Abb. 5).

3. Schliessung der Leistungslücken konventioneller mechanisch-biologischer Anlagen

3.1 Geforderte neue Leistungen von Abwasseranlagen

Wenn man den legitimen Anspruch erhebt, dass die öffentlichen Gewässer auf lange Frist in ihren chemischen und physikalischen Eigenschaften nur geringfügig von einem unbeeinflussten Zustand abweichen sollen, so sind offenbar einige neue Forderungen von den Abwasserreinigungsmassnahmen zu erfüllen wie z.B.:

- Weitgehende Elimination organischer Inhaltsstoffe, vor allem solcher, die nur langsam den mikrobiellen oder chemischen Abbauprozessen bis zu CO_2 , H_2O und N-Oxiden verfallen.
- Weitgehende Ausschaltung der produktivitäts-erhöhenden Wirkung von Abwässern (unmittelbare Düngungswirkung mittels Elementen wie P und N, mittelbar durch Verbindungen, welche die Ausnützung unentbehrlicher Spurenelemente im Wasser erleichtern).

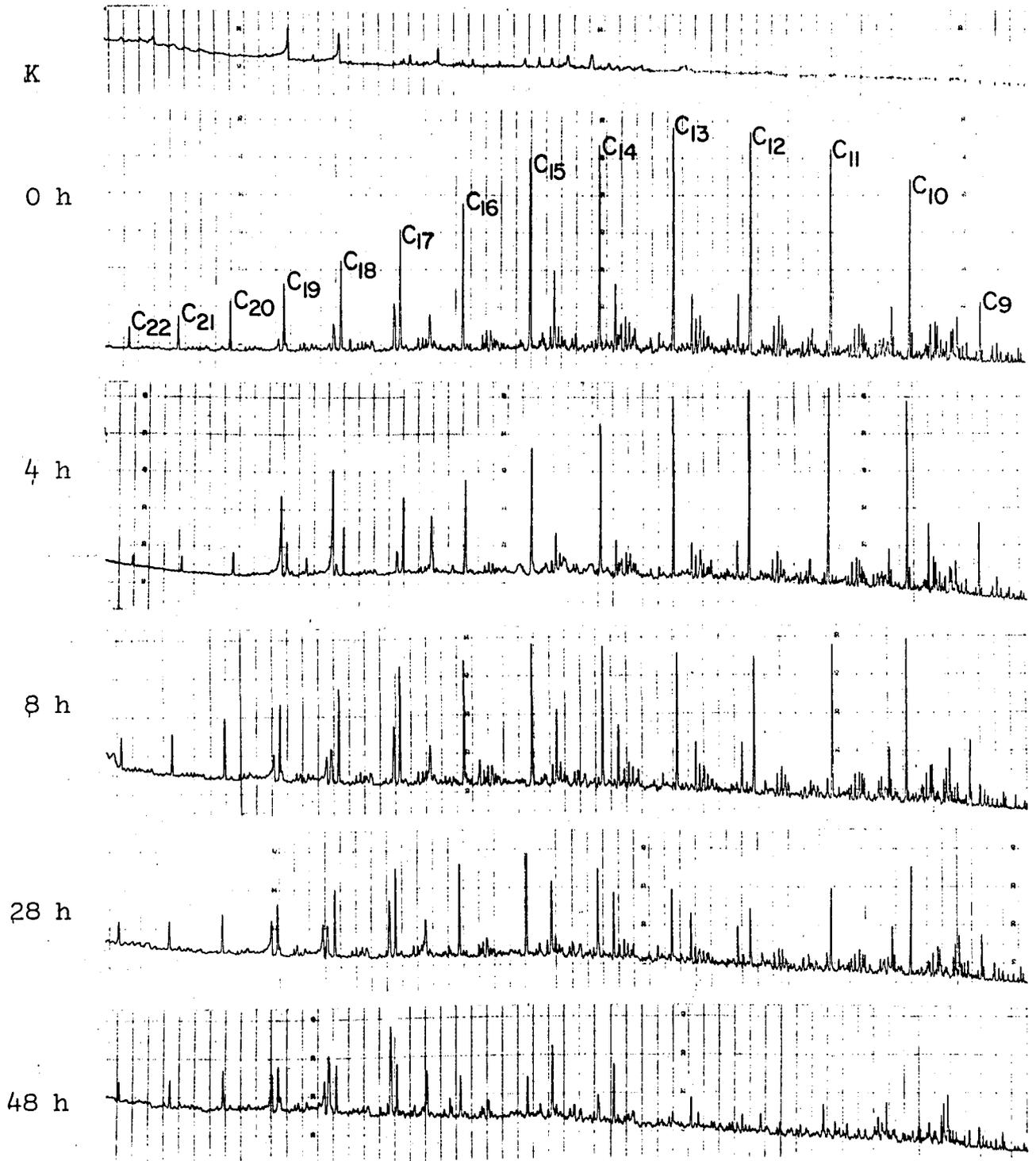


Abb. 5: Abbau von Heizöl durch Belebtschlamm (ARA Dübendorf).
 20°C , ca. $0,6 \text{ mg}$ Heizöl / 36 mg TS. Batchversuch.
 Chromatogramme des CS_2 -Extrakttes nach Perkolation über Al_2O_3 . Kapill.kolonie 50 m mit OV 101 Silikonöl; Temp.-grad. 35° - 230°C . $3^{\circ}/\text{Min}$; Trägergas H_2 . Angaben links: Kontaktzeit mit Belebtschlamm.

- Ausschaltung von Verbindungen (organisch oder anorganisch), die speziell zur Akkumulation in den Nahrungsketten neigen und evtl. zu toxischen Effekten führen, wie z.B. einige Schwermetalle (Hg, Cd, Pb etc.) oder chlorierte Kohlenwasserstoffe.

Wir haben bereits festgestellt, dass die Aufgabe auf zwei Wegen gelöst werden muss:

- a) Verminderung der Abgabe von Stoffen an Wasser in den Industriebetrieben, sowohl bezüglich absoluter Mengen als auch gezielt bezüglich der Art der Verbindungen, welche nachher schwierig oder nur mit hohen Kosten wieder zu eliminieren sind. Es handelt sich also um die Elimination an der Quelle, d.h. eigentliche Ursachenbekämpfung.
- b) Verbesserung der Eliminationsleistung der Abwasserreinigungssysteme mittels zusätzlicher Verfahrensschritte bei bestehenden Anlagen, oder Einführung neuer Verfahrenstechniken. Beide Methoden werden seit geraumer Zeit intensiv studiert und in Einzelfällen auch bereits praktiziert. Terminologisch ist dabei entsprechend der Entwicklung im englischen Sprachraum zu unterscheiden zwischen:
 - a] "Tertiary treatment" = "3. Reinigungsstufe", im engeren Sinne: Ergänzung zu konventionellen mechanisch-biologischen Anlagen. Vorwiegende Zielsetzung: Elimination von Düngeelementen wie Phosphor- und Stickstoffverbindungen.
 - b] "Advanced treatment": basierend auf konventionellen Reinigungssystemen oder mittels neuer Verfahrenskombinationen. Zielsetzung: Produktion von Abflüssen mit weitgehender Elimination aller organischen und eutrophierenden anorganischen Verbindungen.

c] "Renovation process" = Wasser-Rückgewinnungsprozesse: Kombination von Verfahrensschritten zur vollständigen Elimination aller Inhaltsstoffe bis zum Status anerkannter Trinkwasserzusammensetzung des gereinigten Abwassers.

3.2 Verfahrenstechnik und Ergebnisse zusätzlicher und neuer Eliminationssysteme

Zeitlich erste Bemühungen galten den eutrophierenden Abwasserstoffen, d.h. der Elimination von Verbindungen der wichtigen Düng-Elemente N und P. Die zugehörige Verfahrenstechnik wurde im Kurs 1969 dargestellt. Wesentliche neue Erkenntnisse sind nicht dazugekommen. Die Eliminationsprozesse für N und P sollen aber nochmals gestreift werden im Hinblick auf ihre Nebenwirkungen bei der Entfernung von sog. refraktären organischen Verbindungen und Schwermetallen. Beide sind für die Zukunft wichtigste Sorgenkinder bei der Reinigung kommunaler und vor allem industrieller Abwässer.

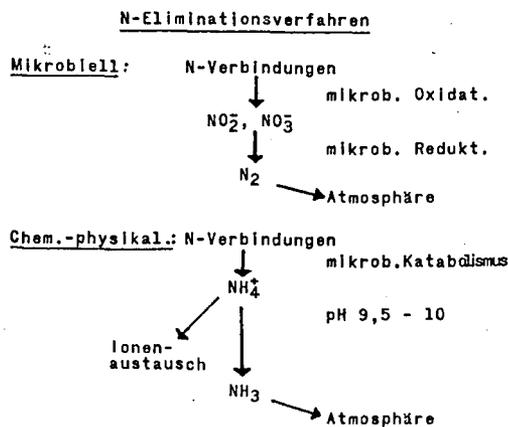
a) N-Elimination

In Abb. 6 sind die beiden prinzipiellen Verfahrensmöglichkeiten in Erinnerung gerufen. Mit dem chemisch-physikalischen Prozess, welcher eine Alkalinisierung des Abwassers voraussetzt, ist automatisch eine Fällungs- und Flockungsreaktion verbunden, welche zu zusätzlichen Eliminationen organischer Verbindungen führen kann, wie dies bei der Phosphat-Fällung noch gezeigt wird. Für die mikrobielle Denitrifikation ist eine volle Nitrifikation in der biologischen Stufe die Voraussetzung. Diese Nitrifikation stellt den Schlüssel für eine weitgehende Elimination organischer Verbindungen in den Reinigungssystemen dar, da sie aus mikrobiologischen Gründen hohe Schlammalter resp. geringe Durchlaufzeiten voraussetzt.

Wir müssen heute erkennen, dass die vor rund 25 Jahren einsetzende Entwicklung zur sog. Teilreinigung, welche u.a. auch die Ausschaltung der Nitrifikation aus wirtschaftlichen Gründen zum Ziele hatte, ein grosser Fehler war, denn wie die Abb. 2 zeigt, sind wir je länger je mehr auf eine weitgehende Verminderung des Restgehaltes an org. Verbindungen in den Kläranlagenabflüssen angewiesen. Ein Weg dazu ist intensivierete biologische Fermentation, wobei wir leider in Kauf zu nehmen haben, dass eine Nitrifikation eintritt.

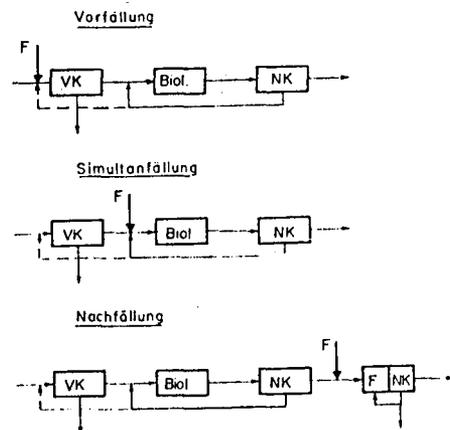
b) Phosphor-Elimination

Auch die Phosphor-Elimination wurde schon in einem früheren Kurs behandelt. Sie soll heute nur bezüglich ihrer Nebenwirkungen bei der Elimination organischer Verunreinigungen betrachtet werden. Das Schema in Abb. 7 soll die verfahrenstechnische Anwendung der benötigten Fällungsprozesse in Erinnerung rufen.



Schema der Verfahrenswege für die Stickstoffelimination bei kommunalen Kläranlagen (Orig.)

Abb. 6



Schema der Verfahrenswege für die Phosphorelimination bei kommunalen Kläranlagen (Orig.)

Abb. 7

Aus verständlichen Gründen ist bei einer Kombination von biol. Reinigung mit Phosphor-Elimination allerdings

nur eine Nachfällung zur Phosphor-Entfernung für eine zusätzliche Elimination org. Verbindungen wirksam. Tabelle 4, welche die Resultate einer kommunalen Anlage mit Nachfällungsstufe wiedergibt (versuchsweise wurde auch eine Verfahrensführung mit Simultanfällung vorgenommen und untersucht), illustriert diese Tatsache deutlich. Es ist durchaus denkbar, dass dieses Verfahrensprinzip bezüglich der spezifischen Forderung der Elimination organischer Abwasserinhaltsstoffe noch verbessert werden könnte.

ARA Jona (CH), ca. 6000 EW, 1970/1971

| Fällungs- Bedingungen | Abfl. VKB | Abfluß Biol. St. | Abfluß Nachfällg. |
|--|--------------|---------------------|----------------------|
| 10 mg Fe ³⁺ /l + Ca (OH) ₂ bis pH 8,8 (N = 20) | | | |
| Ges. P mg/l | 5,3 ± 2,3 | 4,9 ± 2,2 | 0,7 ± 0,2 |
| Ges. N mg/l | 20,5 ± 8,0 | 18,7 ± 8,0 | 17,8 ± 8,0 |
| org. C mg/l | 32,0 ± 12,0 | 11,0 ± 3,0 | 8,0 ± 2,0 |
| Schwebestoffe mg/l | 48,0 ± 20,0 | 10,0 ± 13,0 | 4,5 ± 6,0 |
| Ca (OH) ₂ bis pH 11 + 1 mg Fe ³⁺ /l (N = 16) | | | |
| Ges. P mg/l | 7,8 ± 2,1 | 7,0 ± 1,5 | 0,5 ± 0,2 |
| Ges. N mg/l | 25,0 ± 5,7 | 23,1 ± 4,8 | 21,2 ± 4,0 |
| org. C mg/l | 39,0 ± 12,0 | 12,0 ± 2,0 | 7,0 ± 3,0 |
| Schwebestoffe mg/l | 53,0 ± 24,0 | 9,0 ± 8,5 | 10,0 ± 6,0 |
| Sim. Fällung 20 mg Fe ³⁺ /l (N = 20) | | | |
| Ges. P mg/l | 6,6 ± 2,0 | 1,9 ± 0,5 | |
| Ges. N mg/l | 25,7 ± 7,7 | 23,9 ± 7,6 | |
| org. C mg/l | 47,0 ± 18,0 | 13,0 ± 2,0 | |
| Schwebestoffe mg/l | 53,0 ± 28,0 | 14,0 ± 7,0 | |

Tab. 4

c) Aktivkohle-Prozesse

Physikalisch-chemische Behandlung von Abwasser in der Versuchsanlage von Lebanon, Ohio,

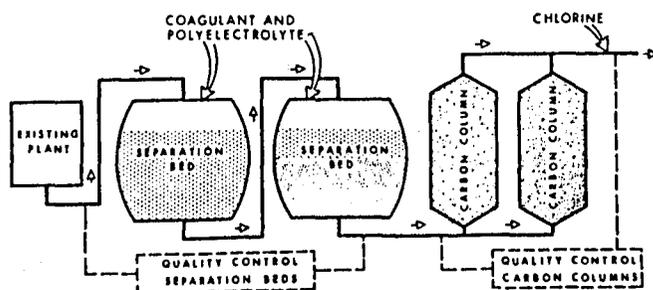
Tab. 5 USA (nach Middleton)

| | Abfluß- Vorklä- rung | Nach Fällung und Flockung | Nach Aktivkohle | |
|------------------|----------------------------|------------------------------------|--------------------|-----|
| BSB ₅ | mg/l | 76 | 25 | 10 |
| COD | mg/l | 192 | 67 | 27 |
| Schwebestoffe | mg/l | 85 | 10 | 1 |
| Phosphor | mg P/l | 8,8 | < 1 | 1 |
| Trübung (JU) | | 55 | 1,7 | 1,1 |

Tabelle 5 gibt die Resultate von Versuchen auf einer kommunalen Kläranlage wieder, in welcher in der bestehenden Vorklärung das rohe Abwasser mittels Kalk gefällt wurde, und das mehr oder weniger klare überstehende Abwasser nachher Adsorptionskolonnen mit Aktivkohle durchfloss. Die Ziffern zeigen sofort, dass mit einem solchen System eine Qualität des Endabflusses zu erreichen ist, die im Mittel höhere Forderungen erfüllt, als sie beispielsweise auf Grund der Tabelle 3 von einer konventionellen Anlage mit zusätzlicher Nachfällung gewährleistet werden können. Das Problem des hohen Preises der Aktivkohle kann allerdings nur mittels geeigneter Regenerationsverfahren gelöst werden. Eine auch für kleinere Kläranlagen brauchbare und wirtschaftliche Technologie steht aber noch aus.

Die biologische Stufe wird auch bei einem Aktivkohleprozess unentbehrlich bleiben, da nur sie in der Lage ist, hydrophile, niedermolekulare polare Verbindungen, zu welchen die Mehrzahl mikrobieller Substrate gehören, auf rationelle Weise zu entfernen.

In der heute als klassisches Beispiel für "advanced treatment" geltenden Anlage von South Tahoe (Kalifornien) wird das konventionell mechanisch-biologisch gereinigte Abwasser zunächst einem Nachfällungsprozess unterworfen, um seinen Schwebestoffgehalt möglichst weitgehend zu vermindern und eine Phosphorelimination zu erreichen. Anschliessend erfolgt ein Adsorptionsprozess in Aktivkohlekolonnen (Abb. 8).



Fließ-Schema der Nachbehandlung des Abflusses der mechanisch-biologischen Kläranlage von South Tahoe (Kalifornien) mittels Flockung und Aktivkohlebehandlung (nach Culp und Mitarb.)

Der Wirkungsgrad des gesamten Systems ist erwartungsgemäss beachtlich hoch und erfüllt auch weitgesteckte Forderungen (Tab. 6). Die Prozesskosten sind nach bisherigen Massstäben ziemlich gross, aber keineswegs unerschwinglich. Gerade in Anbetracht der Betriebskosten wird man sich aber wieder einmal in Erinnerung rufen müssen, dass eine so weitgehende Abwasserbehandlung sich in erster Linie auf die Anlagen zu konzentrieren hat, welche in einem Gewässereinzugsgebiet die höchsten Frachten von Abwasserstoffen in eine Vorflut eintragen, d.h. auf grosse Anlagen, in deren Einzugsgebiet zudem noch Industrien vorhanden sind, welche viel schwer abbaubare Inhaltsstoffe mit dem Abwasser abgeben. Unter diesen Bedingungen ist es auch ohne weiteres verantwortbar, Verfahrenssysteme zu bauen, deren Betrieb verhältnismässig hohe personelle Ansprüche stellt.

Kläranlage South Tahoe Public Utility District (nach Angaben *South Tahoe Utility District*)

| | | Anlagenzufluß | Abfluß biol. Stufe | Nachbehandlung Filterabfluß | Abfluß nach Aktivkohle-Kolonnen und Chlorung |
|------------------------------|--------|---------------|--------------------|--------------------------------|--|
| BSB ₅ | (mg/l) | 200-400 | 20-40 | <1 | <1 |
| COD | (mg/l) | 400-600 | 80-160 | 30-60 | 3-16 |
| Total org. C | (mg/l) | — | — | 10-18 | 1-6 |
| Schwebstoffe | (mg/l) | 160-350 | 5-20 | 0,2-3,0 | <0,5 |
| Trübung | | 50-150 | 30-70 | 0,2-3,0 | <0,5 |
| Phosphat | (mg/l) | 15-35 | 25-30 | 0,1-1,0 | 0,1-1,0 |
| Anion. Detergentien | (mg/l) | 2-4 | 1,1-2,9 | 1,1-2,9 | 0,002-0,5 |
| Coliforme Keime (MPN/100 ml) | | 15000000 | 150000 | 15 | <2,2 |
| Farbe | | hoch | hoch | 10-30 | <5 |
| Geruch | | Geruch | Geruch | Geruch | geruchlos |

Tab. 6

d) "Umgekehrte Osmose"

Die grossen Anstrengungen zur Gewinnung von Süsswasser aus Meerwasser mit dem Verfahren der umgekehrten Osmose haben naturgemäss zu Versuchen über die Rückgewinnung von Abwasser angeregt. Die Bezeichnung des Prozesses ist eigentlich irreführend, da er mit Osmose nichts zu tun hat. Es handelt sich um einen Siebprozess in molekularen Dimensionen, bei welchem

die wässrige Lösung durch Membrane "filtriert" wird, deren Porenweite so gering ist, dass auch niedermolekulare Verbindungen oder sogar anorganische Ionen zurückgehalten werden. Die Untersuchungen des amerikanischen Gesundheitsdienstes in Pilotanlagen zur Anwendung des Verfahrens in der Abwasserreinigung haben zu bemerkenswerten Ergebnissen bezüglich Endqualität des Produktes geführt, wie dies aus Tabelle 7 hervorgeht.

Nachbehandlung von mechanisch-biologisch gereinigtem Abwasser mittels umgekehrter Osmose (nach *Middleton*)

| Flächenbelastung 0,39 m ³ /m ² (d ¹) | |
|--|---------------|
| Komponente | % Elimination |
| Total org. Kohlenstoff | 90 |
| Total gelöste Verbindungen | 93 |
| Trübung | 99 |
| Alkalität | 90 |
| Chlorid | 80-85 |
| Phosphat | 94 |
| Nitrat | 65 |
| Ammonium | 85 |
| Org. Stickstoff | 86 |

* Cellulose-Acetat-Membran, Filtrat. Druck 31,5 kg/cm²

Tab. 7

Interessant ist insbesondere die hohe Leistung dieses Prozesses bezogen auf das Bauvolumen. Man ist heute allerdings noch weit davon entfernt, diese Technik routinemässig anwenden zu können, denn es bestehen vorläufig noch unüberwindliche Schwierigkeiten, die auf den Membranen zurückgehaltenen organischen Verunreinigungen eines Abwassers so schnell abtransportieren zu können, dass durch die biologischen Fermentationen, welche sich zwangsläufig auf den Membranoberflächen einstellen, keine Verstopfungen oder sogar Zerstörungen der Membranen eintreten. Ferner ist bei diesem Verfahren natürlich in Kauf zu nehmen, dass auf der Schmutzwasserseite der "Filter" ein Konzentrat mit allen zurückgehaltenen Inhaltsstoffen des Abwassers abfließt, dessen Beseitigung ein zusätzliches Problem darstellt. Die Entwicklung von Verfahren zur Verminderung des Volumens der Konzentratlösungen in einem solchen Ausmasse, dass eine

Ueberführung in feste Form und die Rezirkulation in einen natürlichen Stoffkreislauf (z.B. Verwendung in der Landwirtschaft) möglich wird, ist eine unerlässliche Voraussetzung für die praktische Verwendung der "umgekehrten Osmose" in der Abwasserreinigung. Es ist jedoch durchaus im Bereiche der Möglichkeiten, dass die Membrantechnologie sich noch ausreichend weit entwickelt, um diesen Prozess zu praktischer Reife zu bringen.

4. Schlussfolgerungen

Der Zwang für eine sehr weitgehende Verminderung der heutigen Gewässerbelastungen durch Abwässer ist derart, dass in Flusseinzugsgebieten mit dichter Besiedlung und Industrialisierung mittels Palliativmitteln, wie den heutigen mechanisch-biologischen Kläranlagen, nicht mehr auszukommen ist. Wohl lassen sich mit Behelfsmassnahmen (beispielsweise der Simultanfällung zur Phosphorelimination) bezüglich einiger spezifizierter Forderungen noch Ueberbrückungsfristen gewinnen. Aber wir haben uns damit abzufinden, dass weit höhere Forderungen an die Qualität der kommunalen und industriellen Abwasseranlagen kommen werden. Insbesondere muss man klar erkennen, dass die Industrie zu einer anderen Haltung hinsichtlich des Wasser als Transportmittel für Produktionsabgänge zu kommen hat. Die heutige Einstellung, Fabrikationen ohne oder nur mit geringer Berücksichtigung der Konsequenzen auf der Abwasserseite durchzuführen, ist verfahrenstechnisch und wirtschaftlich äusserst unrationell, denn die nachträgliche Reinigung verdünnter, kompliziert zusammengesetzter Lösungen, wie sie in grossen Sammelkanalisationsnetzen schliesslich anfallen, erfordert einen unverhältnismässig hohen Aufwand. Es ist demgegenüber zweifellos bedeutend zweckmässiger, schon an der Fabrikationsstelle oder mittels der Wahl geeigneter Fabrikationsverfahren zu verhindern, dass grosse Stoffmengen abzutransportieren sind. Es wird aber auch entscheidend darauf ankommen, den Güterkonsum auf allen Gebieten nicht ins Unendliche steigen zu lassen.

Ursachenbekämpfung und Symptombekämpfung müssen im Gewässerschutz zusammenwirken, denn wir werden die Ursachen der Gewässerverunreinigung nicht völlig eliminieren können, da der Mensch einen Teil des Oekosystems der Erde darstellt und selbstverständlich das Recht hat, seiner Verhaltensweise entsprechend zu leben. Da er aber logisch denken kann, ist er auch berufen, logisch zu handeln, d.h. unter anderem, sich nicht den Ast abzusägen, auf dem er sitzt.

Literatur:

Culp, R.L. und Culp, G.L., Advanced waste water treatment. Van Nostrand Reinhold Comp., New York (1971)

Middleton, F.M., Advanced treatment of municipal waste waters in the United States of America. Wat. Poll. Contr. 70, 1971, 201

Wuhrmann, K., Hauptwirkungen und Wechselwirkungen einiger Betriebsparameter im Belebtschlammssystem, Ergebnisse mehrjähriger Grossversuche. Schweiz. Z. Hydrol. 24, 1964, 218

Wuhrmann, K., Stickstoff- und Phosphorelimination. Ergebnisse von Versuchen im technischen Massstab. Schweiz. Z. Hydrol. 24, 1964, 520

Wuhrmann, K., Entwurf 3. Reinigungsstufe. Wiener Mittlg. 4, 1969

Wuhrmann, K., Reinigungsgrad und Gewässerschutz. Wiener Mittlg. Wasser, Abwasser, Gewässer 4 (1969)

Wuhrmann, K., Schutz der Gewässer vor Verunreinigung. In: Schutz unseres Lebensraumes. Symp. ETH 1970. Verl. Huber Frauenfeld (1971)

Wuhrmann, K., La charge des eaux par les polluants réfractaires. Informationsblatt Nr. 19 der Föderation Europäischer Gewässerschutz (FEG), 13-21 (1972)

Wuhrmann, K., Verantwortung der Industrie für den Gewässerschutz in der Schweiz. "Industrielle Organisation" 41, 115-122 (1972)

Wilhelm von der Emde:

Belebungsverfahren

Im Herbst 1972 fand in Atlanta, USA, eine Arbeitstagung der Internationalen Vereinigung für Abwasserforschung mit dem Titel: "Für ein einheitliches Konzept im Entwurf von biologischen Abwasserreinigungsanlagen" statt. Wenn man von Faustwerten absieht, werden in Amerika vor allem die Berechnungsverfahren von Eckenfelder oder von McKinney verwendet. Es wurden nun diese beiden Modellvorstellungen zur Diskussion gestellt und versucht, ein einheitliches Konzept zu erhalten. Daneben wurden noch andere Modellvorstellungen vorgetragen. Im Grunde genommen sind die verschiedenen Ansichten jedoch nicht weit voneinander entfernt.

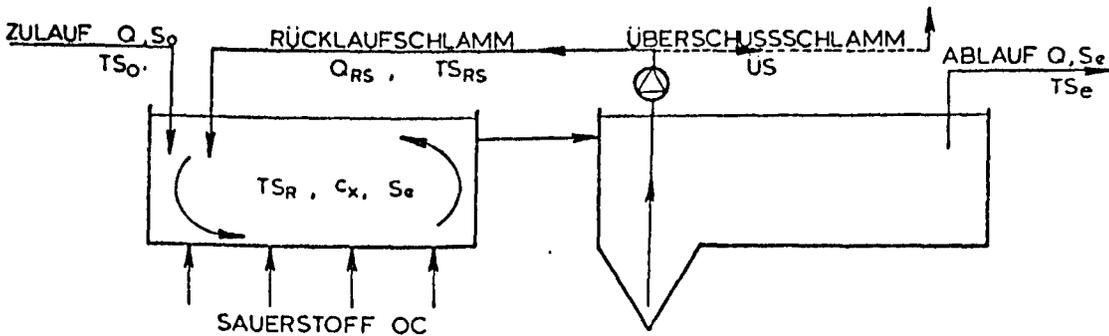
Einige Hinweise aus dem Referat von McKinney glaube ich sind auch für uns wichtig:

Es ist erforderlich, unsere Belebungsanlagen so einfach wie möglich zu entwerfen und zu bauen.

Dazu ist es erforderlich, möglichst einfache Modellvorstellungen und Berechnungsverfahren zu entwickeln, die jeder, der damit zu tun bekommt, verstehen kann.

Die einfachste Lösung nach McKinney ist das einstufige Belebungsverfahren mit vollständiger Mischung. Im gesamten Belebungsbecken ist eine gleichmäßige Konzentration an organischen Verunreinigungen und an Mikroorganismen vorhanden. Das Belebungsbecken wirkt wie ein großes Pufferbecken, das die organische Belastung ausgleicht und für einen einheitlichen Sauerstoffverbrauch im Becken sorgt. Eine ausreichende Sauerstoffzufuhr ist der Schlüssel zum Erfolg des Verfahrens. Becken mit verteilter Abwasserzuführung und Umlaufbecken wirken wie vollständige Mischbecken.

Bemessung von Belebungsbecken



BELEBUNGSBECKEN

GEGEBEN:

ZULAUF : Q
 S_o, T_{S_o}
 ABLAUF : Q
 S_e, T_{S_e}

NACHKLÄRBECKEN

GESUCHT:

VOLUMEN BELEBUNGSBECKEN : V
 RÜCKLAUFSCHLAMM : Q_{RS}
 ÜBERSCHUSSSCHLAMMPROD. : $ÜS_R$
 SAUERSTOFFZUFUHR : OC_R

Beim Entwurf einer Belebungsanlage sind unbekannt:

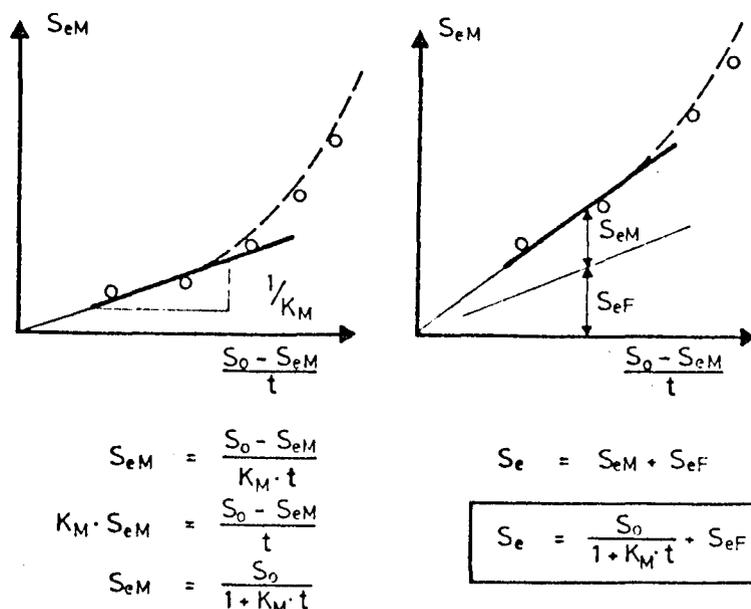
Nutzzinhalt des Belebungsbeckens
 Rücklaufschlammmenge
 Überschußschlammanfall
 Sauerstoffzufuhr

In Vorerhebungen zu ermitteln bzw. anzunehmen auf Grund von Erfahrungswerten oder Auflagen von Behörden sind:

Abwassermenge
 Abwasserbeschaffenheit
 Reinigungswirkung

Es sind folgende Beziehungen wichtig:

| | | | |
|----------------------|---------------|------------------------------------|------------------------------|
| Belüftungszeit | t | $\frac{V}{Q}$ | (d) |
| Raumbelastung | B_R | $\frac{S_o}{t}$ | ($\frac{kg}{m^3 \cdot d}$) |
| Raumabbauleistung | ηB_R | $\frac{S_o - S_e}{t}$ | ($\frac{kg}{m^3 \cdot d}$) |
| Schlammbelastung | B_{TS} | $\frac{S_o}{t \cdot T_{SR}}$ | ($\frac{kg}{kg \cdot d}$) |
| Schlammabbauleistung | ηB_{TS} | $\frac{S_o - S_e}{t \cdot T_{SR}}$ | ($\frac{kg}{kg \cdot d}$) |
| Schlammalter | t_s | $\frac{T_{SR}}{ÜS_R}$ | (d) |

Bemessung nach McKinney

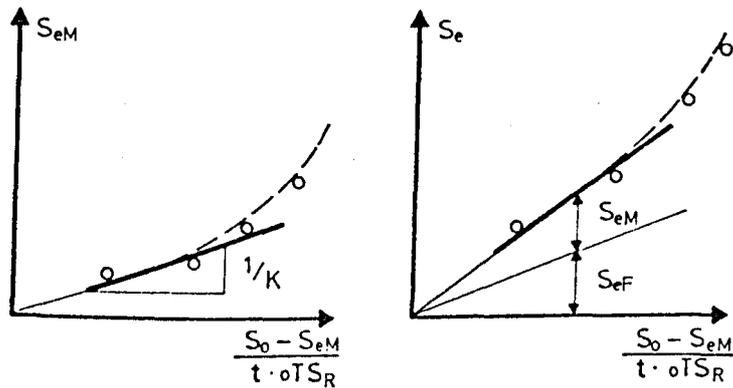
Die Bemessungsformel von McKinney basiert auf dem BSB_5 der gelösten organischen Verunreinigungen des Ablaufes und der Raumabbauleistung $\eta \cdot B_R$. Der BSB_5 der Schwebestoffe des Ablaufes wird getrennt berücksichtigt.

Trägt man auf der Abszisse die Raumabbauleistung und auf der Ordinate den gelösten BSB_5 des Ablaufes auf, so ergeben Messergebnisse einen kurvenförmigen Zusammenhang. Für die Praxis interessieren uns jedoch nur die niedrigen BSB_5 -Ablaufwerte. Denn wir sind ja bestrebt, in Zukunft eine möglichst hohe Reinigungswirkung zu erreichen. In diesem Bereich kann die Kurve durch eine Gerade ersetzt werden. Aus der Neigung der Geraden $1/K_M$ läßt sich der Geschwindigkeitsbeiwert K_M errechnen. Nach den Untersuchungen von Wuhrmann kann angenommen werden, daß nahezu jedes Abwasser sich aus einer Vielzahl von Einzelkomponenten zusammensetzt. Die Einzelkomponenten werden jedoch mit unterschiedlicher Geschwindigkeit aus dem Abwasser entfernt, wobei die Entfernungsgeschwindigkeit jeweils unabhängig von

der noch vorhandenen Konzentration des jeweiligen Stoffes ist (Reaktion 0-Ordnung). Bei geringem gelöstem BSB_5 des Ablaufes sind nur noch Teile von langsam entfernbaren organischen Verunreinigungen im Abwasser vorhanden. Da die Raumabbauleistung gleich dem Produkt aus Geschwindigkeitsbeiwert K_M multipliziert mit dem BSB_5 des gereinigten Abwassers ist, werden langsam abbaubare Stoffe nur bei kleiner Raumabbauleistung entfernt.

Für häusliches Abwasser gibt McKinney einen K_M Wert von 15 (1/h), bei $T = 20^\circ$, wenn die Belüftungszeit t in Stunden eingesetzt wird. Der gelöste BSB_5 des Ablaufes würde dann bei einer Belüftungszeit von 5 Stunden ($T = 15^\circ$) nur 4 mg/l betragen. Dazu kommt noch der BSB_5 aus den abfiltrierbaren Stoffen (z.B. $TS_e = 20$ mg/l), der zu $20 \cdot 0,3 = 6$ mg/l errechnet wird. Der Schwebstoffgehalt des Ablaufes wird beeinflusst von der Leistung der Nachklärbecken, aber auch von den Flockungseigenschaften des belebten Schlammes und wie weit freischwimmende Bakterien von festhaftenden Wimpertierchen, wie z.B. den Glockentierchen, entfernt werden.

Vermutlich ist der angenommene K_M -Wert von 15 (1/h) zu hoch angesetzt, $K_M = 7,5$ bzw. 10 (1/h) würden besser entsprechen. In weiteren Rechengängen ermittelt McKinney auf Grund eines angenommenen Schlammalters das erforderliche Schlammrockengewicht TS_R im Belebungsbecken. Dabei werden der aktive Anteil (der Schmutzstoffe umbaut), der Teil, der eingelagerte Reservestoffe abbaut (endogene Atmung), der nicht abbaubare organische Anteil (aus den organischen abfiltrierbaren Stoffen des Zulaufes) und der anorganische Anteil (vorwiegend aus den anorganischen abfiltrierbaren Stoffen des Zulaufes) getrennt erfaßt.

Bemessung nach Eckenfelder

$$S_{eM} = \frac{S_0 - S_{eM}}{K \cdot t \cdot oTSR}$$

$$K S_{eM} = \frac{S_0 - S_{eM}}{t \cdot oTSR}$$

$$S_{eM} = \frac{S_0}{1 + K \cdot t \cdot oTSR}$$

$$S_e = S_{eM} + S_{eF}$$

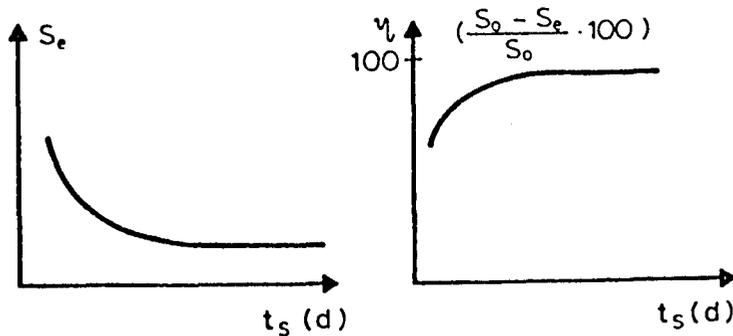
$$S_e = \frac{S_0}{1 + K t \cdot oTSR} + S_{eF}$$

Eckenfelder geht in seiner Bemessungsformel von dem Zusammenhang zwischen gelöstem BSB_5 des Ablaufes und der Schlammabbauleistung aus. Trägt man auf der Abszisse die Schlammabbauleistung und auf der Ordinate den gelösten BSB_5 des Ablaufes auf, so ergibt sich ebenfalls eine Kurve. Der untere Bereich der Kurve mit den geringen BSB -Werten wird wiederum durch eine Gerade mit der Neigung $1/K$ ersetzt.

Von dem Schlammrockengewicht berücksichtigt Eckenfelder nur den organischen Anteil $oTSR$. Die beiden Formeln von Eckenfelder und McKinney sind gleich, wenn

$$K_M = K \cdot oTSR$$

ist. Bei der Bemessung werden von Eckenfelder also K (Geschwindigkeitsbeiwert des Abbaues) für häusliches Abwasser, z.B. $60 \text{ m}^3/\text{kg.d}$, und die organische Trockensubstanz des belebten Schlammes angenommen, Belüftungszeit und Schlammalter errechnet. Auch hier wird der BSB_5 aus den abfiltrierbaren Stoffen getrennt erfaßt (z.B. $t_s = 4 \text{ d}$, $S_{eM} = 0,3 TS_e$).

Bemessung nach Schlammalter

$$t_s = \frac{TS_R}{\dot{U}_{SR}} \quad \dot{U}_{SR} = \frac{TS_R}{t_s} \text{ [kg/m}^3 \cdot \text{d]}$$

$$\dot{U}_{SR} = \frac{1}{t} (0,6 S_0 + 0,6 TS_0 - TS_e) - 0,03 TS_R$$

Das Schlammalter gibt an, wie lange der belebte Schlamm im Mittel im Belebungsbecken bleibt. Es entspricht also der Schlammbelüftungszeit, die jedoch nicht mit der Belüftungszeit des Abwassers zu verwechseln ist. Ein Schlammalter von 4 Tagen besagt, daß täglich $1/4$ des belebten Schlammes aus dem Belebungsbecken entfernt wird und sich somit der gesamte belebte Schlamm in 4 Tagen erneuert hat. Die verschiedenen Mikroorganismen des belebten Schlammes wachsen nun unterschiedlich schnell. Stoffe, die nur langsam umgebaut werden, werden z.B. von wenigen speziellen Organismenarten angegriffen, die nur langsam wachsen und daher ein hohes Schlammalter erfordern. Das heißt, organische Verunreinigungen, die ein Schlammalter der Mikroorganismen von 10 Tagen benötigen, werden bei einem vorhandenen Schlammalter von 4 Tagen nicht entfernt.

Neben den verschiedenen Bakterienarten ist auch die Wachstumsgeschwindigkeit der höheren Mikroorganismen, wie z.B. Glockentierchen, zu berücksichtigen. Für Anlagen mit gleichzeitiger

Schlammstabilisierung ist selbstverständlich das Schlammalter von besonderer Bedeutung.

Für die Entfernung von langsam abbaubaren Stoffen ist das Schlammalter der Mikroorganismen das maßgebende Kriterium. In Atlanta wurde daher von einigen Fachleuten vorgeschlagen, Belebungsanlagen nach dem Schlammalter zu bemessen. So empfahl Benedek ein Schlammalter von 10 - 15 Tagen für volle Nitrifikation und eine BSB-Abnahme von 90 - 95 %.

Bei der Bemessung wird zunächst das Schlammalter t_s und das Trockengewicht TS_R im Belebungsbecken angenommen und die Überschussschlammproduktion US_R für 1 m^3 Belebungsbecken berechnet. Für häusliches Abwasser kann dann aus der angegebenen Bemessungsformel die Belüftungszeit t und damit das Beckenvolumen ermittelt werden.

Bemessungsvorschläge der ATV

Für die neue Auflage des Lehr- und Handbuches der Abwassertechnik wurden vom ATV-Ausschuß "Aerobe biologische Reinigungsverfahren" die Bemessungsrichtwerte für Belebungsanlagen für vorwiegend häusliches Abwasser neu überarbeitet. Bei der Bemessung muß sowohl die BSB_5 -Raumbelastung, angenähert dem Vorschlag von McKinney, und die Schlammbelastung, angenähert dem Vorschlag von Eckenfelder, berücksichtigt werden. Daneben sind noch Mindestbelüftungszeiten bei Trockenwetter und Regenwetter angegeben.

Durch die Grenzwerte von BSB_5 -Raumbelastung und Schlammbelastung wird gleichzeitig das maximale Schlammrockengewicht des belebten Schlammes festgelegt, das bei der Bemessung nicht überschritten werden sollte. Es soll auf diese Weise verhindert werden, daß bei der Berechnung ein zu hohes Schlammrockengewicht angenommen wird, das bei Betrieb der Anlage nicht erreicht werden kann. Bei der Reinigung des Abwassers eines Chemiebetriebes ergab nur die Raumbelastung einen sinnvollen Zusammenhang mit der Ablaufkonzentration. Zum anderen haben sich BSB_5 -Raumbelastung und Schlammbelastung schon so als feststehende Begriffe eingeführt, daß wir beide auch zukünftig beibehalten sollten.

Durch die angegebenen Mindestbelüftungszeiten soll vermieden werden, daß bei einem sehr dünnen Abwasser, wo sich auf Grund der BSB_5 -Raumbelastung und der Schlammbelastung ein geringes Beckenvolumen ergeben würde, die Kontaktzeit Abwasser Mikroorganismen zu kurz wird. Für die Berechnung der minimalen Belüftungszeit bei Trockenwetter ist ein Abwasserzufluß von $1/18$ der Tagesabwassermenge anzusetzen.

In der Tabelle ist ebenfalls das Schlammalter t_s in Tagen aufgeführt.

Die Vorschläge des Ausschusses enthalten keine Bemessungsformel, sondern es sind 4 charakteristische Belastungsgruppen zusammengestellt. Es wird dabei unterschieden zwischen:

1. Biologischer Reinigung des Abwassers bei gleichzeitiger Stabilisierung des Schlammes.
2. Biologischer Reinigung des Abwassers mit Nitrifikation.
3. Biologischer Reinigung des Abwassers bis zu einem BSB_5 von 20 mg/l.
4. Biologischer Reinigung des Abwassers bis zu einem BSB_5 von 30 mg/l.

| | STAB. | NITR. | $BSB_5 - ABL.$ 20 (mg/l) 30 | | DIM. |
|------------|-------|-------|--------------------------------|-----|----------------------|
| B_R | 0,25 | 0,5 | 1,0 | 2,0 | kg/m ³ ·d |
| B_{TS} | 0,05 | 0,15 | 0,3 | 0,6 | kg/kg·d |
| TS_R | 5 | 3,3 | 3,3 | 3,3 | kg/m ³ |
| min t (TW) | - | 4,0 | 2,0 | 1,0 | h |
| min t (RW) | - | 2,0 | 1,0 | 0,5 | h |
| t_s | 25 | 9 | 4 | 2 | d |

Zu 1) Anlagen zur Reinigung des Abwassers bei gleichzeitiger Stabilisierung des Schlammes

Im Vordergrund steht die Stabilisierung des Schlammes bis zur geruchsfreien Lagerfähigkeit. Auf Grund von Erfahrungen der Praxis ist dafür eine Schlammbelastung von 0,05 kg/kg·d erforderlich. Schlammstabilisierungsanlagen arbeiten ohne Vorklärung, der belebte Schlamm ist daher schwerer und dickt sich im Nachklärbecken besser ein als der Schlamm von Anlagen mit Vorklärung. Es kann daher ein Trockengewicht von 5,0 kg/m³ angesetzt werden. Die BSB_5 -Raumbelastung errechnet sich dann zu 0,25 kg/m³·d. Bei Berücksichtigung der absetzbaren Stoffe des Zulaufes ergibt sich ein Schlammalter von 25 d. Belebungsanlagen mit Schlammstabilisierung werden vorwiegend bei kleineren Abwassermengen unter 10.000 Einwohnern angewendet.

Da in Österreich nahezu 50 % der Bevölkerung in Orten unter 10.000 Einwohnern lebt, ist dieser Belastungsbereich für uns von besonderer Bedeutung. Der besondere Vorteil dieses Systems liegt darin, daß es von allen 4 Belastungsbereichen auf Grund der geringen Schlammbelastung und des hohen Schlammalters am betriebssichersten arbeiten muß, am einfachsten zu betreiben ist und die höchste Reinigungswirkung erreicht. Der große Nutzinhalt des Belebungsbeckens bietet auch genügend Reserven für eine unvorhergesehene zukünftige Entwicklung. Dieser Belastungsbereich scheint mir auch für kleinere Industriebetriebe mit schwer abbaubaren Abwässern, z.B. Gerbereien, gut geeignet zu sein.

Zu 2) Anlagen zur Reinigung des Abwassers mit Nitrifikation

Anlagen zur Stickstoffoxydation sind bei kleinen Vorflutern und Seen vorteilhaft, wenn gleichzeitig eine Denitrifikation erfolgt. Maßgebend ist hier das Schlammalter von mindestens 9 Tagen, denn die stickstoffoxydierenden Bakterien wachsen langsamer als die kohlenstoffabbauenden Bakterien des normalen häuslichen Abwassers. Derartige Anlagen können durch die relativ lange Aufenthaltszeit Stoßbelastungen gut abfangen. Bedingt durch lange Belüftungszeit und hohes Schlammalter ist dieser Belastungsbereich gut zur Reinigung der Abwässer größerer Industriebetriebe geeignet. Die BSB_5 -Raumbelastung sollte dabei etwa $0,5 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$ betragen. Dabei ist ein Trockengewicht von $3,3 \text{ kg/m}^3$ angenommen. Daneben sollte eine Belüftungszeit von 4 h bei Trockenwetter und 2 h bei Regenwetter nicht unterschritten werden.

Zu 3) Anlagen zur Reinigung bis zu einem BSB_5 von 20 mg/l

In der Regel sind z.Zt. bei Belebungsanlagen Reinigungsendwerte unter 25 mg/l anzustreben. Nach den bisher vorliegenden Untersuchungen kann damit gerechnet werden, daß in 85 % der

Fälle ein Reinigungsendwert von unter 25 mg/l erreicht wird, wenn der Bemessung ein BSB_5 im Ablauf von 20 mg/l zugrunde gelegt wird. Bei einem mittleren BSB_5 des Zulaufes von 200 mg/l (nach Imhoff: Abwasseranfall 200 l/E.d, BSB_5 des abgesetzten Abwassers 40 g/E.d) entspricht dies einer BSB_5 -Abnahme von 90 %. Auf Anregung von Hörler wird hierfür eine Schlammbelastung von 0,3 kg/kg.d und eine BSB_5 -Raumbelastung von 1,0 kg/m³.d vorgeschlagen. Die Belüftungszeit bei Trockenwetter muß mindestens 2 h und bei Regenwetter 1 h betragen. Die geringe Schlammbelastung ist nicht nur wegen der weitgehenden Entfernung der Verunreinigungen, sondern auch wegen der Gleichmäßigkeit des Ablaufes von Bedeutung. Das Schlammalter wurde zu 4 Tagen errechnet.

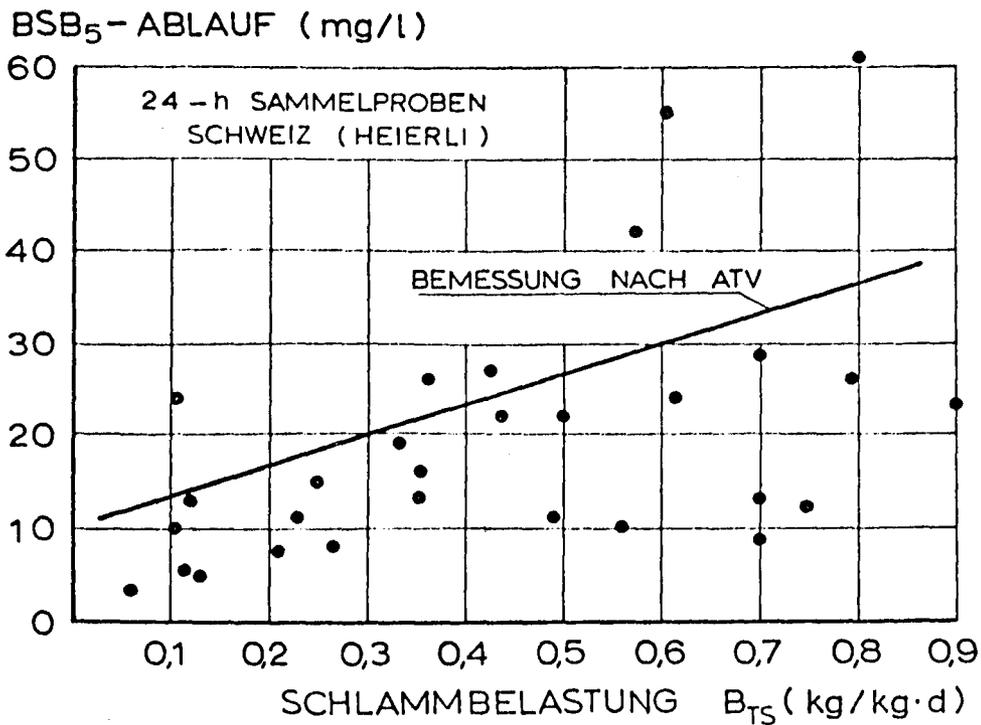
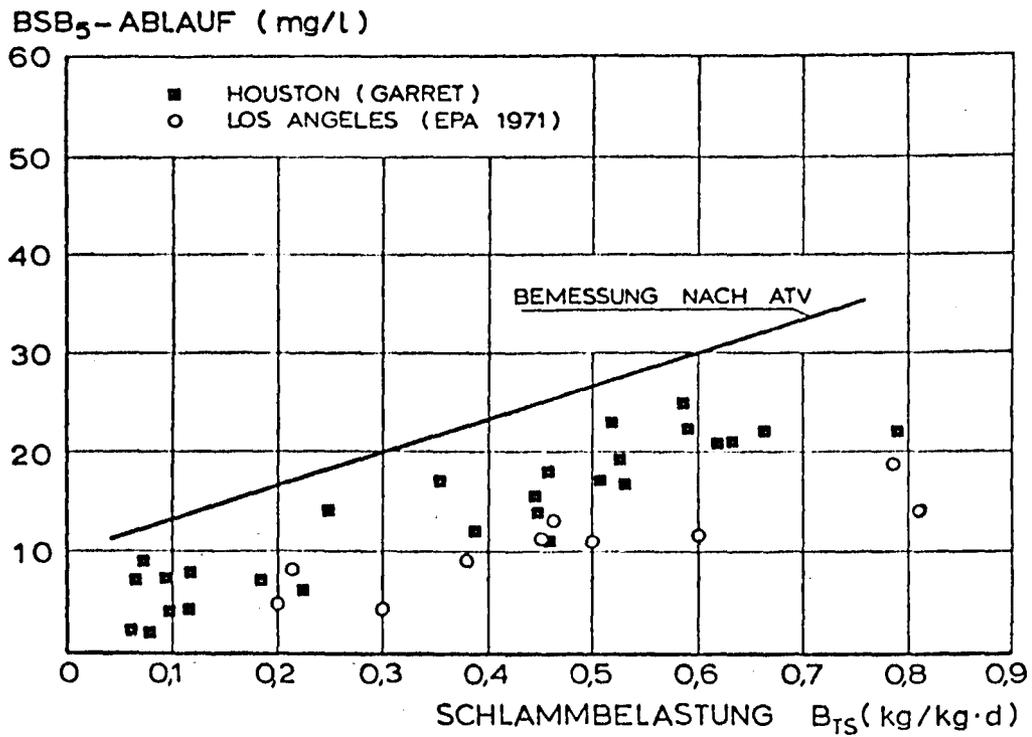
Zu 4) Anlagen zur Reinigung bis zu einem BSB_5 von 30 mg/l

Belebungsanlagen mit einer Reinigung bis zu einem BSB_5 von 30 mg/l, Spitzenwerte bis 40 mg/l, können dann errichtet werden, wenn an die Wasserqualität des Vorfluters keine hohen Ansprüche gestellt werden. Hierfür wird eine BSB_5 -Raumbelastung von 2 kg/m³ und eine Schlammbelastung von 0,6 kg/kg.d vorgeschlagen. Die Belüftungszeit soll bei Trockenwetter 1 h und bei Regenwetter 0,5 h nicht unterschreiten. Das Schlammalter ist 2 Tage.

Diskussion der Bemessungsgrundwerte

In der ersten Auflage des Lehr- und Handbuches war als maßgebender Anlagentyp eine biologische Vollreinigung mit einem End- BSB_5 von 25 mg/l und dafür eine BSB_5 -Raumbelastung von 1,8 kg/m³.d und eine Schlammbelastung von 0,5 kg/kg.d empfohlen worden. Nach dem neuen Vorschlag werden die Belebungsbecken nahezu doppelt so groß. Ist dies gerechtfertigt?

Ergebnisse mit vorwiegend häuslichem Abwasser



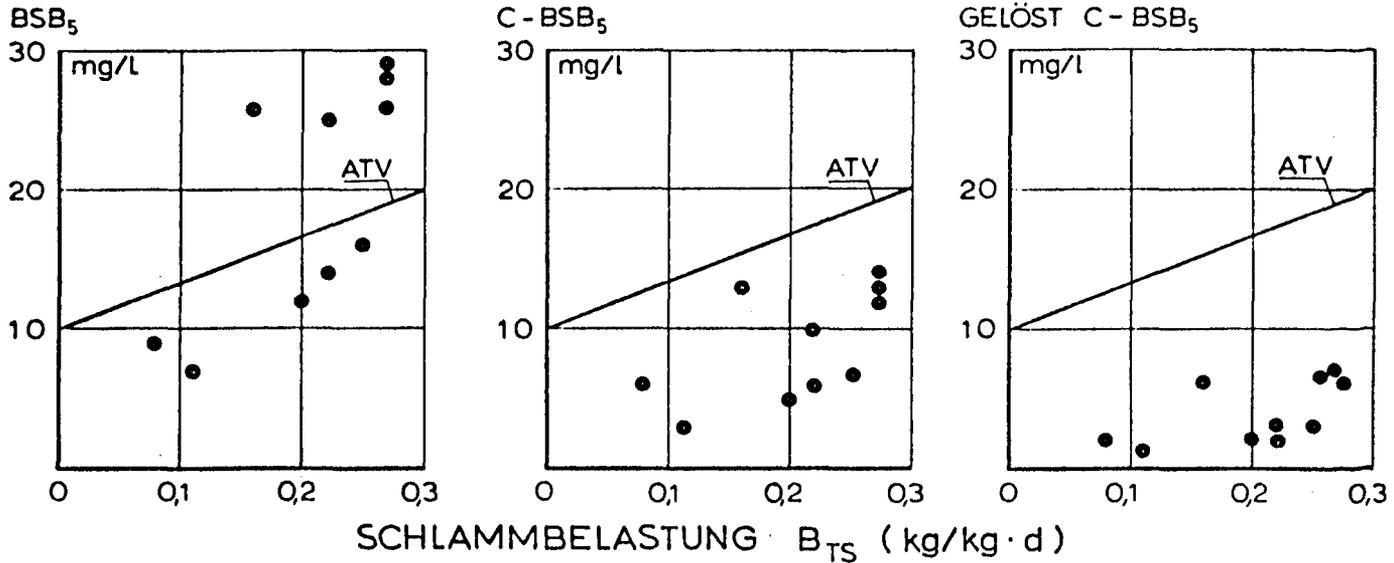
Die Abbildungen zeigen Ergebnisse aus Amerika und der Schweiz. Sie bestätigen die früheren Ergebnisse, daß bei häuslichem Abwasser bei einer Schlammbelastung von 0,3 - 0,6 kg/kg.d die Mittelwerte des Ablaufes meist unter 20 mg/l BSB₅ liegen. In diesen BSB₅-Werten sind Schwebestoffe und gelöste organische Verunreinigung erfaßt. Die Streuungen sind vielfach auf Schwebestoffe zurückzuführen. Auch muß sichergestellt sein, daß in der Probeflasche nicht Sauerstoff zur Oxydation von Ammoniak verwendet wird, da verabredungsgemäß der BSB₅ nur die Kohlenstoffverbindungen erfassen sollte. Bei den Ablaufproben sollte daher Allylthioharnstoff zugegeben werden, um die Nitrifikation zu hemmen (Ergebnisse aus USA berücksichtigen nur den C-BSB₅).

Der Einfluß der Nitrifikation und der Schwebestoffe auf den Ablauf BSB₅ geht deutlich aus der Zusammenstellung der Jahresmittelwerte von 10 verschiedenen Anlagen im Großraum London hervor. Dabei sind BSB₅, Kohlenstoff-BSB₅ (C-BSB₅), gelöster C-BSB₅ (errechnet aus C-BSB₅ - 0,3 · TS_e) und abfiltrierbare Stoffe (TS_e) getrennt aufgeführt.

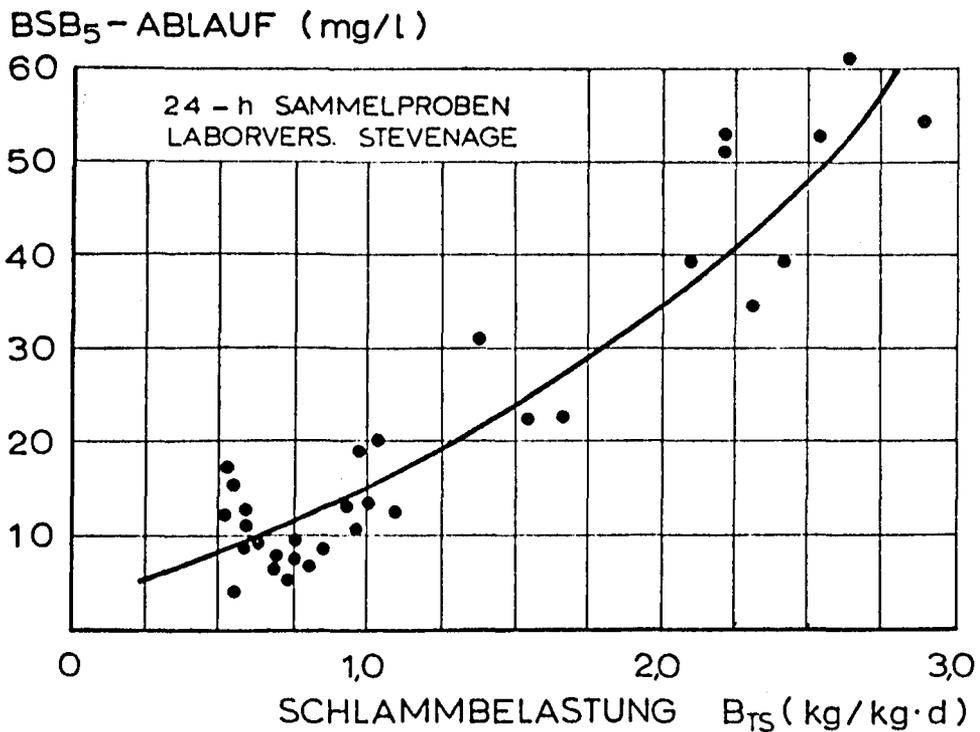
Jahresmittelwerte 10 Anlagen Großraum London

| Anlage | B _{TS} | BSB ₅ | C-BSB ₅ | gelöst C-BSB ₅ | TS _e |
|--------|-----------------|------------------|--------------------|------------------------------|-----------------|
| 1 | 0,08 | 9 | 6 | 2 | 13 |
| 2 | 0,11 | 7 | 3 | 1 | 7 |
| 3 | 0,16 | 26 | 13 | 6 | 23 |
| 4 | 0,20 | 12 | 5 | 2 | 11 |
| 5 | 0,22 | 14 | 6 | 3 | 10 |
| 6 | 0,22 | 25 | 10 | 2 | 26 |
| 7 | 0,25 | 16 | 7 | 3 | 13 |
| 8 | 0,27 | 29 | 14 | 7 | 24 |
| 9 | 0,27 | 26 | 12 | 7 | 17 |
| 10 | 0,27 | 28 | 13 | 7 | 21 |
| | kg/kg.d | mg/l | mg/l | mg/l | mg/l |

JAHRESMITTELWERTE 10 ANLAGEN GROSSRAUM LONDON



Bei Versuchen im halbtechnischen Maßstab im englischen Abwasserforschungszentrum Stevenage wurden ebenso wie früher in Zürich und Kassel bei kurzen Belüftungszeiten und hohen Schlammbelastungen günstige Ergebnisse erzielt.

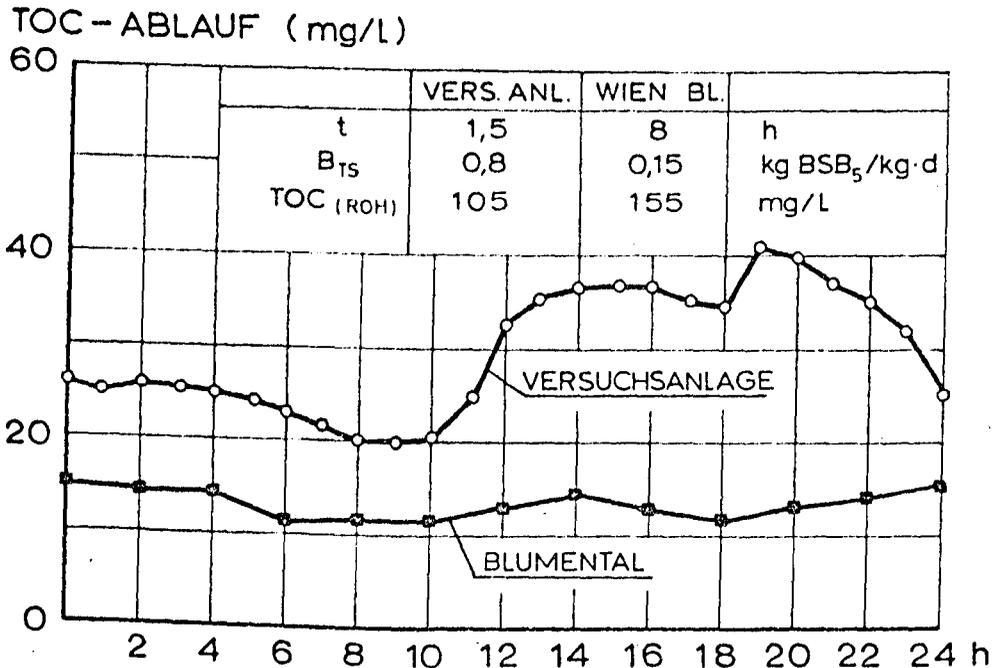


Vermutlich lagen bei diesen Versuchen besonders günstige Verhältnisse vor. So war der Sauerstoffgehalt immer über 3 mg/l, in den Dortmundbecken als Nachklärbecken wurde im Flockenfilter eine gute Schwebstoffabscheidung erreicht und durch ein hohes Rücklaufverhältnis wurden anaerobe Verhältnisse im Nachklärbecken vermieden. In Stevenage hat man z.B. festgestellt, wenn das Rücklaufverhältnis von im Mittel 200 % auf 100 % gesenkt wurde, kam es bei höherer Schlammbelastung zu anaeroben Verhältnissen im Nachklärbecken, dadurch wurden die Wimpertierchen geschädigt und der Ablauf wurde trübe. Es ist denkbar, daß dies auch in Großanlagen eintreten kann.

Werden die Betriebsergebnisse einer Anlage im Häufigkeitsnetz ausgewertet, so zeigt sich, daß bei höherer Belastung die Ablaufwerte viel stärker streuen als bei geringer Belastung. Neben der Streuung der Tagesmittelwerte sind jedoch die Schwankungen über den Tag zu beachten. Man hat nun in Stevenage 2 Versuchsanlagen parallel betrieben, wo die eine konstant, die andere mit einer Wassermengenverteilung entsprechend einer üblichen Kläranlage beschickt wurde. So betrug in den Nachtstunden die Belastung nur 50 % des Mittelwertes, während in der Tagesspitze 225 % des Mittelwertes zugeführt wurden. Die Belüftungszeit in der konstant beschickten Anlage betrug 1,8 h, während in der variabel beschickten Anlage die minimale Belüftungszeit bei 0,8 h lag. Der BSB_5 des Zulaufes lag ziemlich konstant bei 300 mg/l.

In Vorversuchen war bei konstanter täglicher Beschickung, aber mit unterschiedlichem Schlammgehalt, ein Zusammenhang zwischen BSB_5 des Ablaufes und Schlammbelastung ermittelt worden. Es wurde nun für jeden Belastungszeitraum während eines Tages bei variabler Beschickung die Schlammbelastung und daraus der End- BSB_5 ermittelt. Der daraus errechnete Mittelwert müßte 1,28 mal so groß wie der Mittelwert der konstant beschickten Anlage sein. In Wirklichkeit war jedoch der Mittelwert bei variabler Beschickung nur geringfügig höher als bei konstanter

Beschickung. Zum anderen schwankten die Ablaufwerte während eines Tages stärker. Der Belastungsstoß war gut erkennbar.



Zum Vergleich seien Untersuchungsergebnisse der Kläranlage Wien-Blumental und der Versuchsanlage für die Wiener Hauptkläranlage gegenübergestellt. Anstatt des BSB₅ ist hier der organische Kohlenstoffgehalt des Abwassers als Maß für die Verunreinigung verwendet worden. Die Versuchskläranlage wurde mit einer Belüftungszeit von 1,5 h und die Anlage Blumental mit einer mittleren Belüftungszeit von 8 h betrieben. Trotz der stärkeren Schwankungen der Zulaufkraft in Blumental und der höheren Zulaufkonzentration an organischem Kohlenstoffgehalt ist der Ablauf nahezu gleichmäßig und liegt im Absolutwert wesentlich niedriger als an der Hauptkläranlage. Die mittleren BSB₅-Werte des Ablaufes der beiden Anlagen zeigten einen wesentlich geringeren Unterschied als die Werte des organischen Kohlenstoffgehaltes. Auch Wuhrmann fand bei Untersuchungen in Zürich, daß bei kurzen Belüftungszeiten und somit höheren Schlammbelastungen der BSB₅ relativ besser entfernt wird als

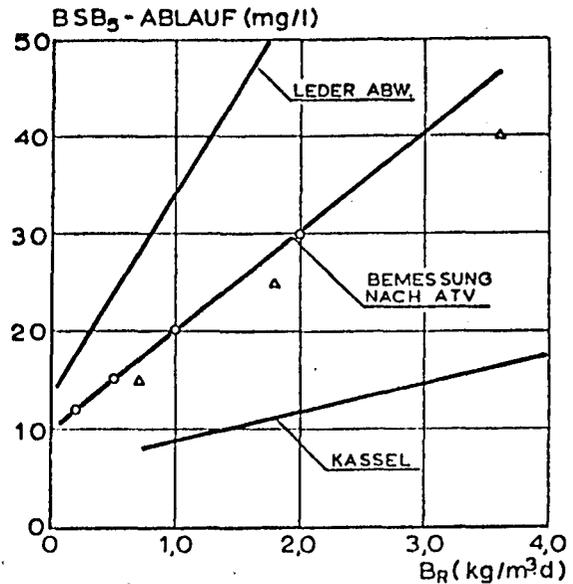
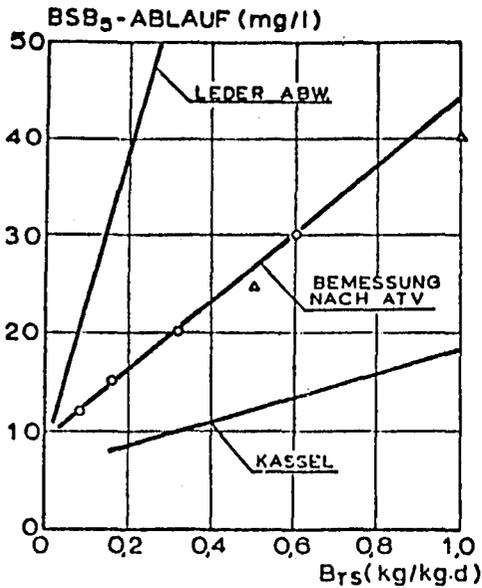
der organische Kohlenstoff. Bei geringer Schlammbelastung werden noch weitere schwer abbaubare Verbindungen entfernt, die im organischen Kohlenstoffgehalt oder mit dem COD erfaßt werden.

Auch hat sich bei den Versuchen in Zürich gezeigt, daß bei geringer Schlammbelastung (z.B. $B_T = 0,3 \text{ kg/kg.d}$) der Temperatureinfluß auf die BSB_5 -Abnahme vernachlässigt werden kann, während bei höherer Schlammbelastung die BSB_5 -Ablaufwerte im Winter deutlich höher als im Sommer lagen.

Von verschiedenen Seiten wurde festgestellt, daß bei geringerer Schlammbelastung und damit höherem Schlammalter (z.B. über 4 Tage) der belebte Schlamm bessere Flockungseigenschaften besaß.

Ergebnisse mit Industrieabwasser

Die Bemessungsvorschläge gelten an sich nur für vorwiegend häusliches Abwasser. In zunehmendem Maße wird aber die Abwasserbeschaffenheit des kommunalen Abwassers durch eingeleitetes Industrieabwasser verändert. Versuche mit verschiedenen Industrieabwässern zeigen, daß, um einen niedrigen BSB_5 des Ablaufes zu erhalten, nur mit einer geringen Schlammbelastung gearbeitet werden sollte. Bei geringer Schlammbelastung wird ein hohes Schlammalter erreicht und es können sich entsprechend langsam wachsende Bakterien entwickeln, die die schwer abbaubaren Stoffe umbauen können. Bei einer Reihe von Industrieabwässern liegt die Verunreinigung vorwiegend in gelöster Form vor. Der BSB_5 von häuslichem Abwasser stammt zu 50 % aus abfiltrierbaren Stoffen. Abfiltrierbare Stoffe werden aber schnell durch Adsorption von den Mikroorganismen entfernt. Gelöste Stoffe erfordern eine längere Belüftungszeit und damit eine geringere Schlammbelastung.



Auf der Abbildung sind BSB₅ des gereinigten Abwassers in Abhängigkeit von der Schlammbelastung und der Raumbelastung auf Grund von Versuchsergebnissen in Kassel mit vorwiegend häuslichem Abwasser, das sich biologisch leicht abbauen ließ und Gerbereiabwasser in Oberösterreich mit vorwiegend schwer abbaubaren gelösten Substanzen aufgetragen. Dazu die mittlere Gerade, die sich aus den neuen Bemessungsgrundwerten ergibt.

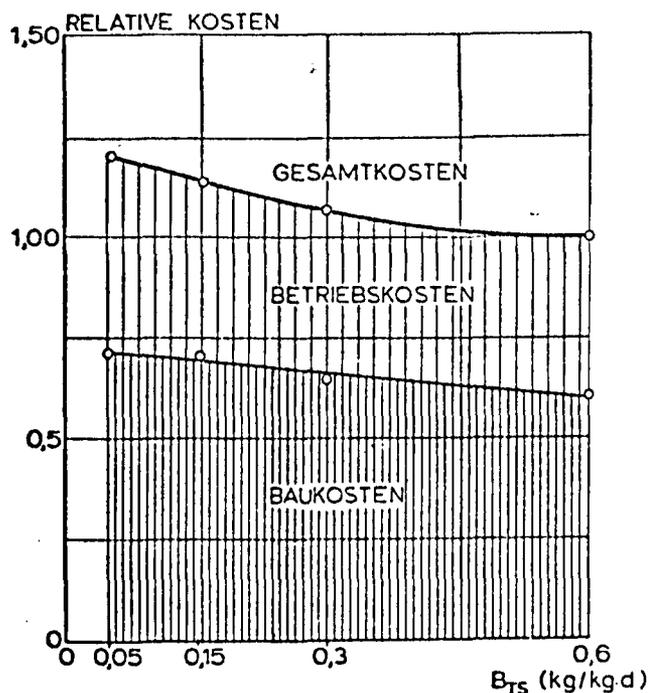
Betriebsstörungen durch Industrieabwasser (z.B. Giftstöße) dürften weniger bei Anlagen mit geringer Schlammbelastung auftreten. Die große Masse der Mikroorganismen wirkt hier als ein Puffer, auch wird durch die große Wassermasse im Belebungsbecken ein Konzentrationsstoß schnell auf ein unschädliches Maß verdünnt. Betriebsergebnisse englischer Anlagen zeigen, daß bei den dort üblichen langen Belüftungszeiten Buntmetalle relativ gut aus dem Abwasser entfernt werden.

Entfernung von Krankheitserregern

Parallel mit der besseren Reinigungswirkung bei geringer Schlammbelastung geht eine bessere Entfernung von Krankheitserregern aus dem Abwasser. Auch Viren werden bei geringerer Schlammbelastung besser aus dem Abwasser entfernt. Besonders günstig sind dabei Anlagen mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung.

Kosten

Am Beispiel einer Stadt mit 50.000 Einwohnern wurden überschläglich die Bau- und Betriebskosten ermittelt. Bei der Kostenschätzung ist zu berücksichtigen, daß ein hoher Prozentsatz der Baukosten unabhängig vom BSB_5 des Ablaufes ist. Dabei ist allerdings vorausgesetzt, daß eine biologische Reinigung auf jeden Fall erforderlich ist.



| | KOSTEN | | |
|--------------|--------|-------|-------|
| | BAU | BETR. | GESA. |
| 30 mg/l | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 20 mg/l | 1,06 | 1,08 | 1,07 |
| NITRIFIKAT. | 1,15 | 1,16 | 1,15 |
| STABILISIER. | 1,16 | 1,25 | 1,20 |

RELATIVE BAU- UND BETRIEBSKOSTEN
VON BELEBUNGSANLAGEN

Da die absoluten Baukosten in diesem Zusammenhang wenig von Interesse sind, wurden nur die relativen Kosten gegenübergestellt. Dabei wurden die Baukosten für einen BSB_5 des Ablaufes von 30 mg/l, also entsprechend einer zukünftigen Mindestforderung = "1" gesetzt. Diese Kosten entsprechen etwa den Anlagen, die früher mit einer Schlammbelastung von 0,5 kg/kg.d bemessen wurden. Durch Verdoppelung des Belebungsbeckens erhöhen sich die gesamten Baukosten nur um 6 %. Dabei ist zu berücksichtigen, daß mit größerem Becken die Einheitskosten in öS/m^3 abnehmen.

Für Anlagen zur Nitrifikation wurden um 15 % und für Anlagen mit Schlammstabilisierung um 16 % höhere Baukosten ermittelt. Der geringe Kostenanstieg für die Anlagen mit Schlammstabilisierung ist durch die fehlende Schlammfäulung zu erklären.

Bei den Betriebskosten wirkt sich der unterschiedliche Reinigungsgrad hauptsächlich in den Energiekosten aus. Die Personalkosten sind bei allen Varianten gleich. Die Betriebskosten erhöhen sich bei Anlagen mit einem BSB_5 von 20 mg/l gegenüber Anlagen mit 30 mg/l um 8 %. Entsprechend ergeben sich bei Nitrifikation um 16 % und bei Stabilisierung um 25 % höhere Kosten. Hier wirkt sich der höhere Energieverbrauch für die aerobe Stabilisierung des Schlammes aus.

Die Gesamtkosten erhöhen sich um 7 bzw. 15 bzw. 20 %.

Zukünftige Entwicklung

Die weltweiten Bemühungen um den Umweltschutz werden zukünftig noch höhere Anforderungen an die Güte des gereinigten Abwassers stellen. Es ist daher sinnvoll, schon heute durch geringere Belastungskennwerte darauf Rücksicht zu nehmen. Es wird zukünftig mehr Oberflächenwasser zur Wasserversorgung verwendet werden. Die Wasserwerke werden dabei auf eine stärkere

Eliminierung von anderen Parametern als den BSB₅, z.B. Organischer Kohlenstoff und Chemische Oxydierbarkeit, drängen. Auch im Hinblick auf den Gehalt an Krankheitserregern im gereinigten Abwasser werden die Anforderungen steigen. Zum anderen wird aber ebenfalls der Abwasseranfall vor allem durch eine stärkere Industrialisierung, und damit die Schmutzfracht für unsere Abwasserreinigungsanlagen immer mehr zunehmen. Die geringfügig höheren Baukosten, die sich z.B. aus der geringeren Schlammbelastung ergeben, sollten auf jeden Fall bereits jetzt in Kauf genommen werden. Denn die biologische Reinigung ist und dürfte auch noch für die nächsten Jahrzehnte die wirtschaftlichste Art der Abwasserreinigung sein.

Bemessung der Rücklaufschlammmenge

Bei verschiedenen Untersuchungen konnte bisher kein nachteiliger Einfluß einer zu großen Rücklaufschlammmenge, z.B. 200 - 300 %, auf die Reinigungswirkung festgestellt werden. Es wird deshalb vorgeschlagen, bei allen 4 Belastungsgruppen eine Rücklaufschlammförderung von 100 % der für die Berechnung maßgebenden zufließenden Abwassermenge zu wählen. Die einmal gewählte Rücklaufschlammmenge sollte ständig durchlaufen. Da die Rücklaufschlammmenge eng mit der Bemessung des Nachklärbeckens zusammenhängt, wird auf die Ausführungen von Dr. Kalbskopf verwiesen.

Bemessung des Überschussschlammmanfalls

Bei der Berechnung der Überschussschlammmenge wurden die vom Rohabwasser mitgeführten abfiltrierbaren Stoffe und die durch die biologischen Prozesse neu gebildete Zellsubstanz getrennt erfaßt. Nach Untersuchungen von Kayser verbleiben etwa 60 % der abfiltrierbaren Stoffe des Zulaufes im Überschussschlamm.

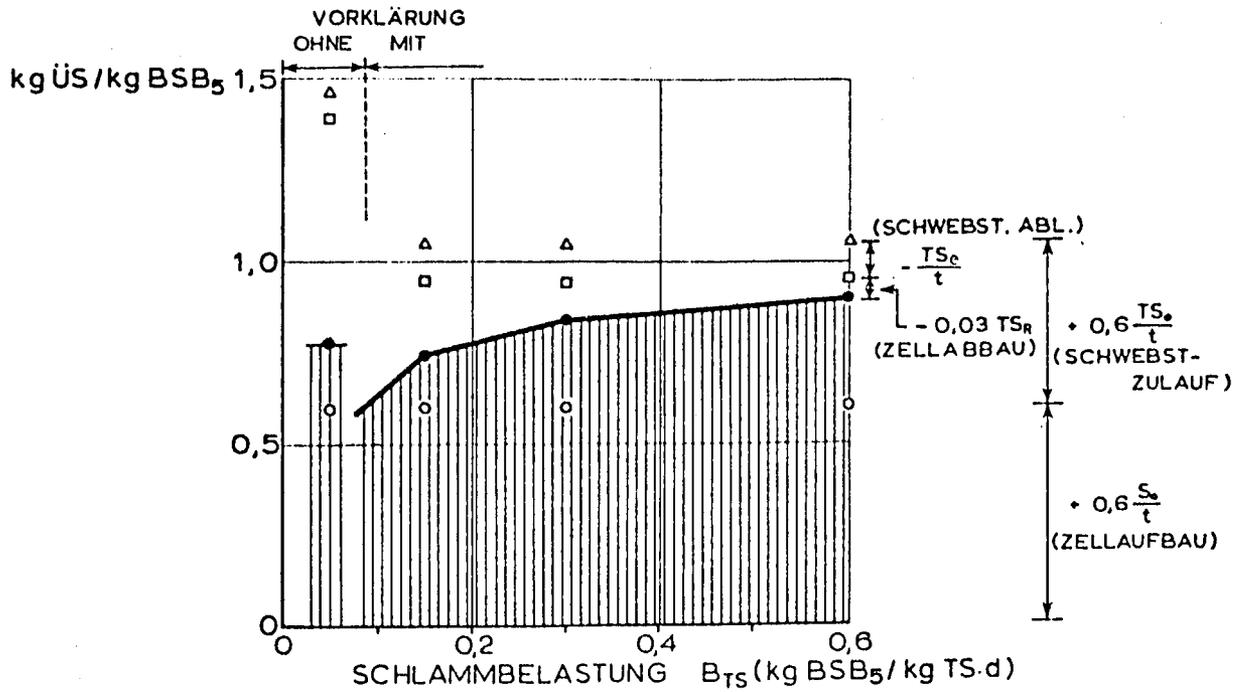
Die spezifische Überschussschlammproduktion aus den biologischen Vorgängen des Zellaufbaues wurde mit 0,6 kg Überschussschlamm Trockengewicht/kg BSB₅ Belastung angenommen. Der Überschussschlammfall wird durch die abfiltrierbaren Stoffe des gereinigten Abwassers, z.B. 20 - 30 mg/l, vermindert.

Gleichzeitig mit dem Zellaufbau findet im Belebungsbecken Zellabbau statt. Dadurch vermindert sich die neu gebildete Zellsubstanz. Der Zellabbau ist abhängig von der Temperatur und beträgt im Jahresmittel etwa 3 % des Trockengewichtes des belebten Schlammes pro Tag. Der Zellabbau fällt allerdings erst bei einer Schlammbelastung von unter 0,3 kg/kg.d ins Gewicht. Besonders ausgeprägt ist die Verminderung bei der Anlage mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung. Allerdings ist hier bedingt durch die fehlende Vorklärung der Gehalt an ungelösten Stoffen des Zulaufes wesentlich größer. Die Summe der einzelnen Beiträge ergibt die Überschussschlammproduktion der Raumeinheit.

Die Tabelle zeigt, daß die Überschussschlammproduktion/kg BSB₅ Belastung nur in geringem Ausmaße schwankt. So liegen die Werte zwischen 0,75 und 0,9 kg ÜS/kg BSB₅. Erhebliche Unterschiede können sich jedoch bei Industrieabwasserzuflüssen ergeben, besonders wenn beim Industrieabwasser die Verunreinigungen vorwiegend in gelöster Form vorliegen. Bei geringen Mengen ungelöster Stoffe des Zulaufes und geringer Schlammbelastung (Schlammstabilisierung) kann die Überschussschlammproduktion ganz gering werden (z.B. 0,1 - 0,2 kg/kg.d). Die organische Verunreinigung wird dann hauptsächlich im Energiestoffwechsel oxydiert.

ÜBERSCHUSS - SCHLAMM - PRODUKTION

(ÜS = ZELLAUFBAU - ZELLABBAU + UNGEL. ST. ZUL. - UNGEL. ST. ABL.)



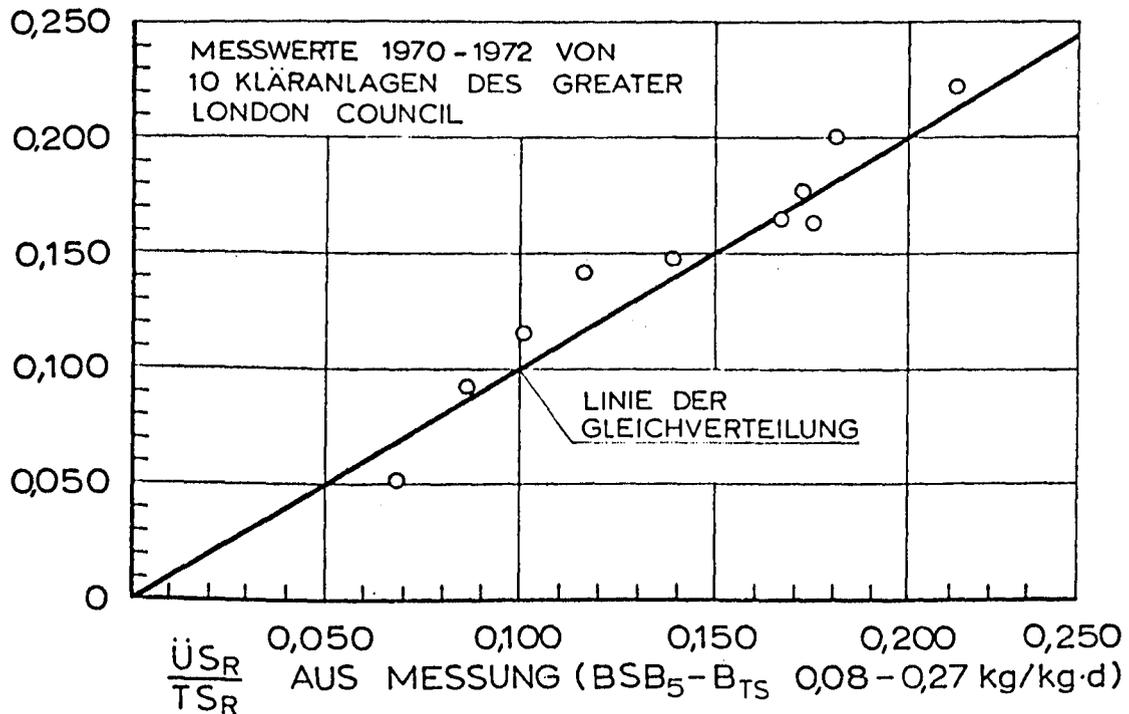
Bemessungstabelle Überschussschlamm

| | Stab.* | Nitrif. | Vollr. | Teilr. | Dim. |
|---|--------|---------|--------|--------|-----------------------------------|
| S _e End-BSB ₅ | 12 | 15 | 20 | 30 | mg/l |
| q _R Raumbeschickung | 0,83 | 2,5 | 5,0 | 10,0 | m ³ /m ³ .d |
| S _o BSB ₅ -Zulauf | 300* | 200 | 200 | 200 | mg/l |
| TS _o abfiltr. Stoffe im Zulauf | 450* | 150 | 150 | 150 | mg/l |
| TS _e abfiltr. Stoffe im Ablauf | 20** | 20** | 20** | 20** | mg/l |
| q _R · 0,6 · S _o | 0,15 | 0,30 | 0,60 | 1,20 | kg/m ³ .d |
| q _R · 0,6 · TS _o | 0,22 | 0,22 | 0,45 | 0,90 | kg/m ³ .d |
| - q _R · TS _e | 0,02 | 0,05 | 0,10 | 0,20 | kg/m ³ .d |
| - 0,03 · TS _R | 0,15 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | kg/m ³ .d |
| US _R Überschussschlammprod. | 0,20 | 0,37 | 0,85 | 1,80 | kg/m ³ .d |
| US _R /B _R | 0,8 | 0,75 | 0,85 | 0,90 | kg/kg |
| Schlammalter TS _R /US _R | 25 | 9 | 4 | 2 | d |

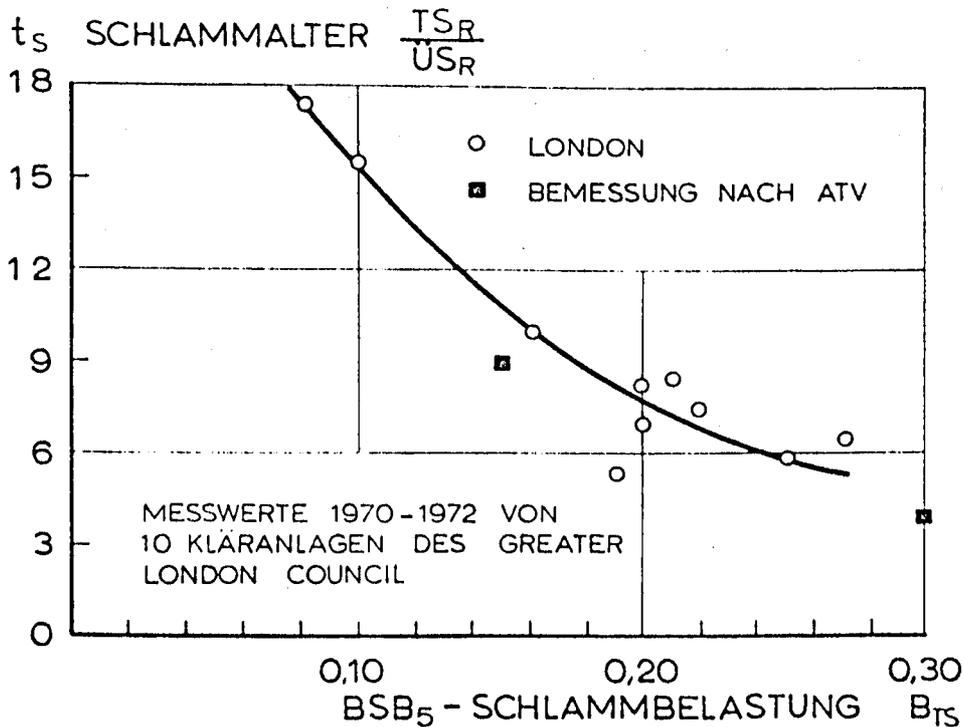
* keine Vorklärung

** angenommener Wert der ungelösten Stoffe im Ablauf

$\frac{\dot{U}_R}{T_{SR}}$ ERRECHNET NACH $\frac{\dot{U}_R}{T_{SR}} = \frac{q_R}{T_{SR}} (0,6 \cdot S_o + 0,6 T_{S_o} - T_{S_e}) - 0,03$



Wie stimmt nun die rechnerische Überschussschlammproduktion mit der Praxis überein? Von 10 verschiedenen Anlagen des Großraumes London ist die mittlere Überschussschlammproduktion kürzlich veröffentlicht worden. Es wurde nun auf Grund der ebenfalls angegebenen Betriebswerte (t , S_o , T_{S_o} , T_{S_e}) die Überschussschlammproduktion nach der Bemessungsformel errechnet. Die gemessenen und errechneten Werte sind auf obiger Abbildung gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist recht befriedigend. Bei 100 % Übereinstimmung würde sich die Gerade ergeben. Die gemessenen Werte liegen meist etwas unter den errechneten.



Die Abbildung zeigt das für die Londoner Meßwerte ermittelte Schlammalter t_s in Abhängigkeit von der Schlammbelastung B_{TS} . Das auf Grund der ATV-Bemessungsformel errechnete Schlammalter ist etwas geringer. Durch die lange Vorklärzeit in den englischen Anlagen ist der Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen des Zulaufes TS_0 etwas geringer.

Bemessung der Sauerstoffzufuhr

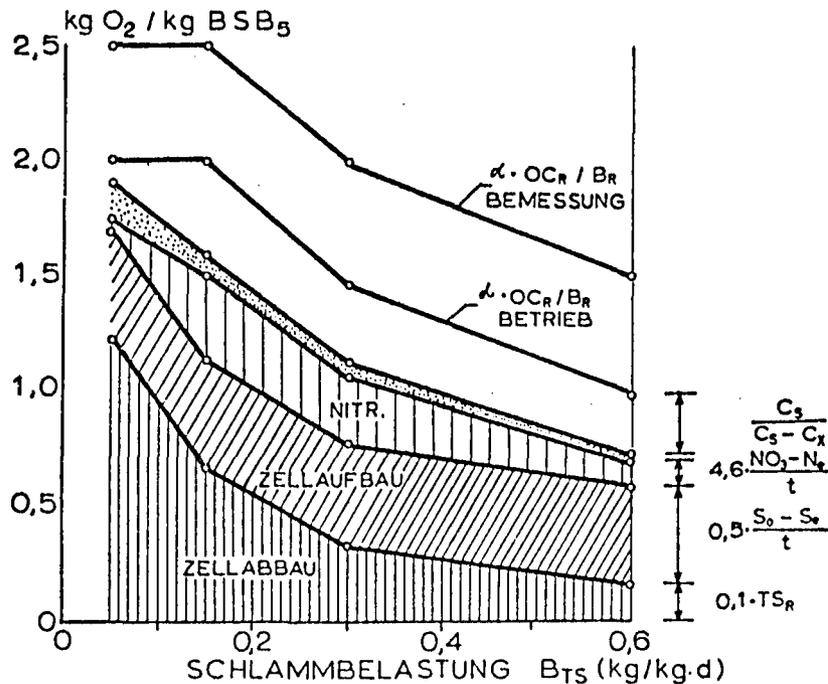
Die Sauerstoffzufuhr muß auf jeden Fall größer sein als der Sauerstoffverbrauch. Es muß daher als erstes der Sauerstoffverbrauch berechnet werden. Auch der Sauerstoffverbrauch kann aus einer Reihe von Einzelgliedern ermittelt werden. Dabei setzt sich der Sauerstoffverbrauch aus den Anteilen Zellaufbau (Substratatmung), Zellabbau (Grundatmung) und Stickstoffoxydation zusammen. Um eine detaillierte Berechnung durchführen zu können, müssen Annahmen für den BSB_5 und die Stickstoffverbindungen des Zulaufes (z.B. auf Grund von Reihenuntersuchungen) und des Ablaufes getroffen werden (s. Tabelle).

Bemessungstabelle

| | | Stab. | Nitrif. | Vollr. | Teilr. | Dim. |
|--------------------------------|------------------------------------|-------|---------|--------|--------|-----------------------------------|
| S_e | End-BSB ₅ | 12 | 15 | 20 | 30 | mg/l |
| B_R | BSB ₅ -Raumbelastung | 0,25 | 0,5 | 1,0 | 2,0 | kg/m ³ .d |
| B_{TS} | Schlammbelastung | 0,05 | 0,15 | 0,3 | 0,6 | kg/kg.d |
| q_R | Raumbeschickung | 0,83 | 2,5 | 5,0 | 10,0 | m ³ /m ³ .d |
| Zulauf VB | BSB ₅ | - | 300 | 300 | 300 | mg/l |
| Zulauf BB | BSB ₅ | 300 | 200 | 200 | 200 | mg/l |
| Ablauf NB | BSB ₅ | 12 | 15 | 20 | 30 | mg/l |
| η_B | | 0,96 | 0,925 | 0,90 | 0,85 | - |
| Zulauf BB | NH ₄ -N _Z | 30 | 30 | 30 | 30 | mg/l |
| Zulauf BB | Org-N _Z | 10 | 10 | 10 | 10 | mg/l |
| Zulauf BB | NO ₃ -N _Z | 0 | 0 | 0 | 0 | mg/l |
| Ablauf NB | NH ₄ -N _A | 3 | 3 | 10 | 21 | mg/l |
| Ablauf NB | Org-N _A | 0 | 1 | 1 | 2 | mg/l |
| Ablauf NB | NO ₃ -N _A | 2 | 16 | 12 | 5 | mg/l |
| Denitrifikation | N ₂ -N _D | 27 | 10 | 7 | 2 | mg/l |
| US | Org-N _{US} | 8 | 10 | 10 | 10 | mg/l |
| Grundatmung | 0,1.TS _R | 0,3 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | kg/m ³ .d |
| Substratatmung | 0,5.η.B _R | 0,12 | 0,23 | 0,45 | 0,85 | kg/m ³ .d |
| Nitr. q _R -4,6 | (NO ₃ -N _A) | 0,01 | 0,19 | 0,28 | 0,23 | kg/m ³ .d |
| Denitrif. q _R -1,7 | (N ₂ -N _D) | 0,04 | 0,04 | 0,06 | 0,03 | kg/m ³ .d |
| Gesamt OV _R | | 0,47 | 0,79 | 1,12 | 1,44 | kg/m ³ .d |
| c_x | (O ₂) | 0,5 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | mg/l |
| c_s | (O ₂) | 9,0 | 9,0 | 9,0 | 9,0 | mg/l |
| $c_s/(c_s-c_x)$ | | 1,06 | 1,28 | 1,28 | 1,28 | - |
| αOC (Betrieb) | | 0,5 | 1,01 | 1,43 | 1,84 | kg/m ³ .d |
| αOC/B _R (Betrieb) | | 2,0 | 2,0 | 1,43 | 0,92 | - |
| Faktor | | 1,25 | 1,25 | 1,40 | 1,60 | - |
| αOC/B _R (Bemessung) | | 2,5 | 2,5 | 2,0 | 1,5 | - |
| max. Stundenmittel | | 1:24 | 1:24 | 1:24 | 1:24 | - |

Auf der Abb. sind die einzelnen Anteile Zellabbau, Zellaufbau, Nitrifikation und Denitrifikation aufgetragen. Dabei ist der Sauerstoffverbrauch auf 1 kg BSB₅-Belastung bezogen (Ordinate). Danach ist der Sauerstoffverbrauch für Anlagen mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung etwa 2,5 mal so groß wie für eine Anlage mit einer Schlammbelastung von 0,6 kg/kg.d.

SPEZ. O₂ - VERBRAUCH UND O₂ - ZUFUHR
 ($OV_R = \text{ZELLAUFBAU} + \text{ZELLABBAU} + \text{N-OXIDATION}$)



Für die Berechnung der Sauerstoffzufuhr muß der angestrebte Sauerstoffgehalt angenommen werden. Bei Anlagen mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung genügt 0,5 mg/l, bei allen anderen Belastungsgruppen wird 2,0 mg/l angesetzt. Unter Berücksichtigung des Sättigungsdefizits wird die Sauerstoffzufuhr errechnet. Dabei wird unterschieden zwischen Bemessung und Betrieb. Bei Betrieb wird angenommen, daß die Sauerstoffzufuhr dem schwankenden Sauerstoffverbrauch über einen Tag angenähert angepaßt wird. Der Bemessungswert erhöht sich um einen Faktor, der Schwankungen, aber auch Spitzenwerte berücksichtigt. Die maximale stündliche Sauerstoffzufuhr errechnet sich zu $1/24$ des Bemessungswertes.

Betrieb von Belebungsanlagen

Zu den Betriebsaufgaben beim Belebungsverfahren gehören:

Rücklaufschlammförderung

Überschußschlammabzug

Sauerstoffzufuhr

Das Belebungsverfahren ist ein kontinuierlicher biologischer Prozeß, der bei ausreichender Bemessung und richtiger Einstellung der Anlage selbsttätig, also vollautomatisch, abläuft. Es wird so die Forderung von McKinney nach einem einfachen Betrieb erfüllt. Folgende Arbeitsweise wird daher für die große Zahl von kleinen und mittleren Anlagen empfohlen:

Konstante Rücklaufschlammmenge

Konstante tägliche Überschußschlammmenge

Konstante Sauerstoffzufuhr

So wird ständig die gleiche Rücklaufschlammmenge Q_{RS} aus dem Nachklärbecken in das Belebungsbecken zurückgepumpt. Dadurch ist automatisch die größte Menge an Mikroorganismen im Belebungsbecken, wenn der Belastungsstoß in den Vormittagsstunden die Anlage erreicht. Die Mikroorganismen reagieren nun wieder selbsttätig auf jede Änderung der Abwasserbeschaffenheit oder Abwassermenge, ohne daß das Betriebspersonal eingreifen muß. Steigen Abwassermenge und Abwasserkonzentration, so werden jetzt mehr Schmutzstoffe zugeführt, die Mikroorganismen verbrauchen jetzt mehr Sauerstoff und es wird vermehrt neue Zellsubstanz an Mikroorganismen gebildet. Umgekehrt fließt in den Nachtstunden weniger Abwasser zu, die Verschmutzung wird geringer und der Sauerstoffverbrauch geht zurück.

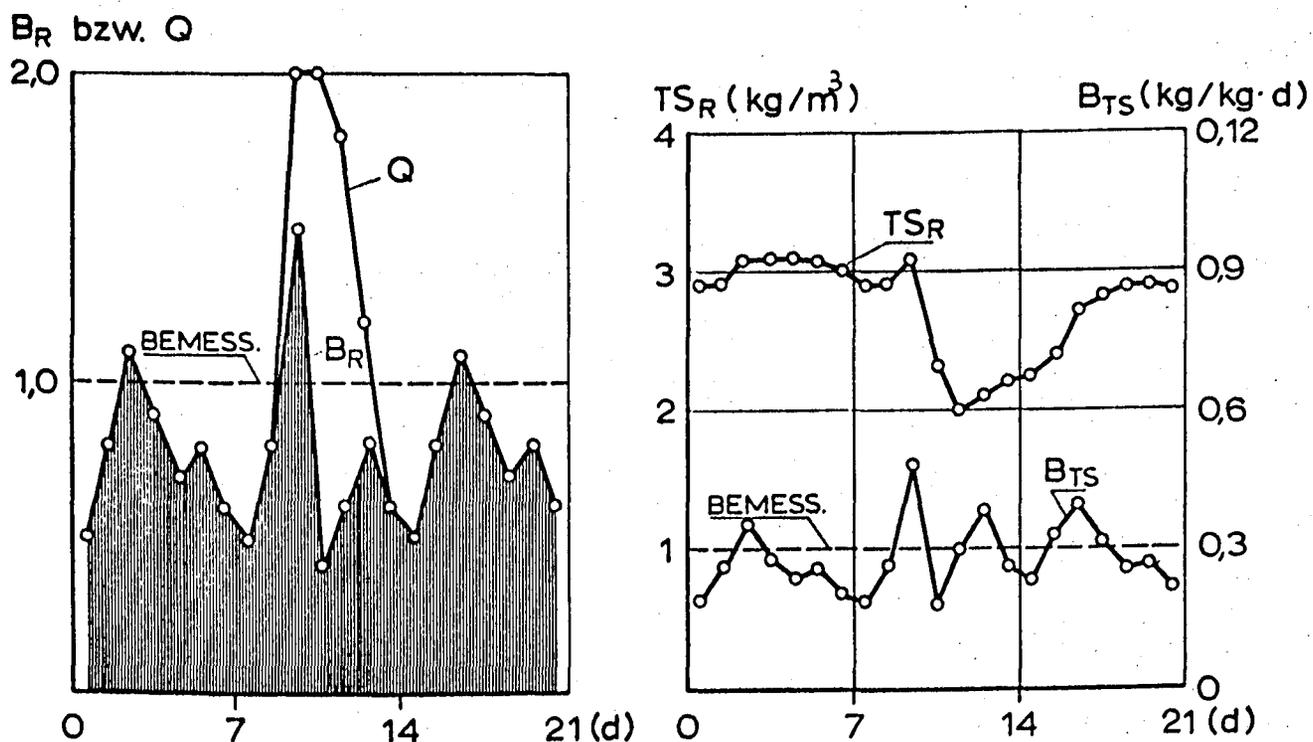
Der Zuwachs an Mikroorganismen muß als Überschußschlamm entfernt werden. Wird täglich die gleiche Menge an Überschußschlamm aus dem Belebungsbecken abgelassen bzw. die gleiche Menge von der Rücklaufschlammmenge abgezogen, so stellt sich im Belebungsbecken von selbst ein Fließgleichgewicht an beleb-

tem Schlamm ein. Durch die konstante Überschussschlammgabe braucht das Betriebspersonal nur den Schlammgehalt z.B. Schlammvolumen oder Trockengewicht im Belebungsbecken zu überprüfen, braucht jedoch nicht in den Schlammkreislauf einzugreifen. Ist die Schlammkonzentration im Belebungsbecken zu gering, so werden bei konstanter Überschussschlammmenge entsprechend gewichtsmäßig weniger Feststoffe entfernt und der Schlammgehalt im Belebungsbecken steigt wieder an. Ist der Schlammgehalt im Belebungsbecken zu hoch, so werden bei gleicher Überschussschlammmenge jetzt mehr Feststoffe entfernt und der Schlammgehalt im Belebungsbecken sinkt wieder ab.

Die konstante tägliche Überschussschlammmenge entspricht einem konstanten Schlammalter. Wenn dem Schlammalter bei der Berechnung des Beckenvolumens eine so große Bedeutung beigemessen wird, sollte es auch im Betrieb entsprechend berücksichtigt werden. Am einfachsten wird das konstante Schlammalter nach dem Vorschlag von Garrett eingehalten, wenn der Überschussschlamm aus dem Belebungsbecken abgezogen wird. Ist z.B. auf Grund der Berechnung ein Schlammalter von 4 Tagen erforderlich, so werden bei einem Belebungsbecken von 1000 m^3 Inhalt $250 \text{ m}^3/\text{d}$ an Überschussschlamm regelmäßig entfernt. Die Überschussschlammpumpe oder ein Motorschieber werden zweckmäßig über Schaltuhr gesteuert.

Wird der Überschussschlamm aus dem Rücklaufschlammkreislauf abgezweigt, so sind die Verhältnisse etwas komplizierter.

Auf der Abbildung ist der Betrieb einer Anlage mit wechselnder Belastung (Bemessung: $B_R = 1,0 \text{ kg/m}^3$; $US_R = 0,85 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$;
 $R_V = 100 \%$; $TS_R = 3,3 \text{ kg/m}^3$; $t_S = 4 \text{ d}$)
 unter vereinfachten Annahmen nachgerechnet. In der ersten Woche wechseln Belastung und Abwassermenge gleichmäßig. Es pendelt sich relativ schnell ein der Belastung entsprechendes Schlamm-trockengewicht ein:



Schlamm Trockengewicht und Schlammbelastung bei gleichbleibendem Überschussschlammabzug (z.B. $t_s = 4$ d; $q_{US} = 0,25$ m³/m² Bel.B. d)

$$t_s = \frac{TS_R}{US_R} ; TS_R = US_R \cdot t_s ; US_R = C \cdot B_R$$

$$TS_R = c \cdot t_s \cdot B_R , \text{ da } t_s = \text{konstant und } C = \text{konstant}$$

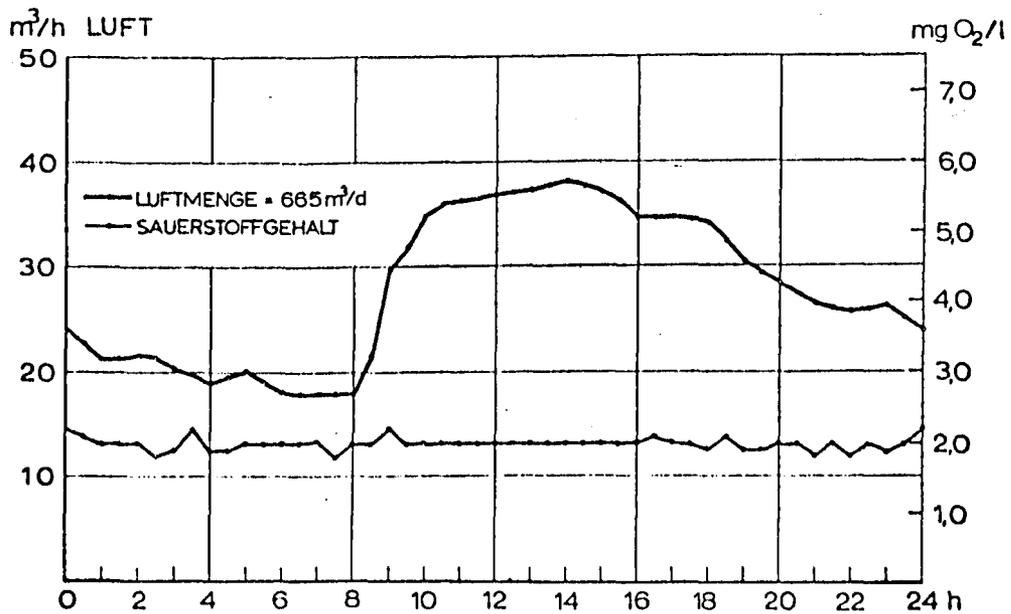
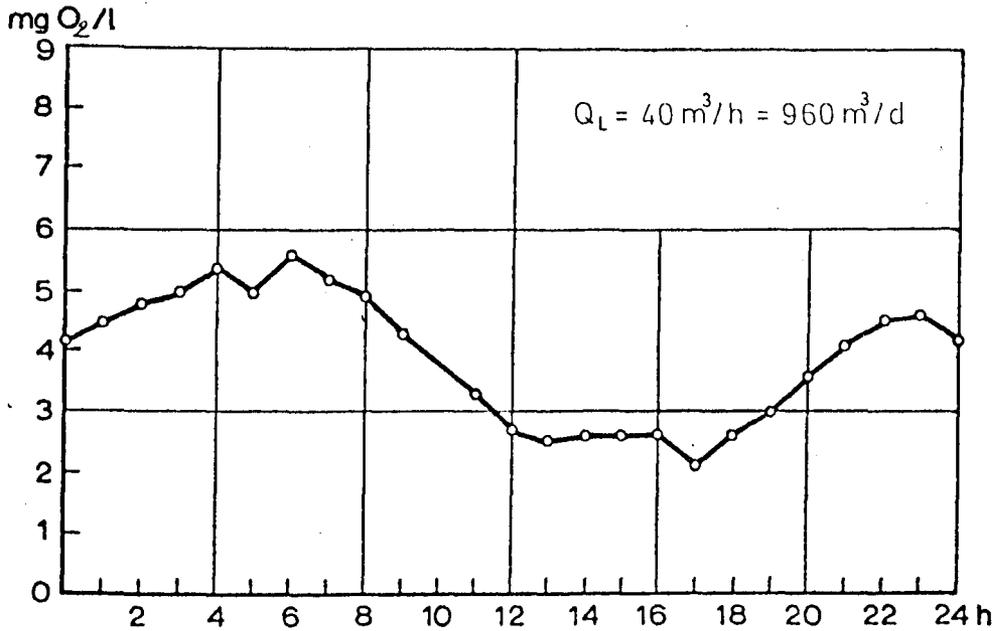
$$TS_R = \text{Konst. } B_R$$

Nach dieser Beziehung stellt sich bei konstantem Schlammalter auch eine über einen längeren Zeitraum gleichmäßige Schlammbelastung ein.

In der zweiten Woche steigt infolge Regen plötzlich die Abwassermenge, aber zunächst auch die Schmutzfracht. An den nächsten Tagen sinkt jedoch die Schmutzfracht, aber die Wassermenge bleibt hoch. Dadurch sinkt infolge verminderter Schlammbildung und geringerem Rücklaufverhältnis die Trockensubstanz im Belebungsbecken ab. In der folgenden Woche stellt sich bei Trockenwetter wieder bald ein stationärer Zustand ein.

Je höher das Schlammalter, umso stabiler verläuft der Prozeß, umso konstanter ist das Schlamm Trockengewicht.

Bei konstanter Sauerstoffzufuhr wird der Sauerstoffgehalt entsprechend dem unterschiedlichen Sauerstoffverbrauch über den Tag schwanken. Die Abbildung zeigt den Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken der Versuchsanlage Wien-Simmering bei konstanter Luftmenge.



ERFORDERLICHER LUFT-EINTRAG FÜR KONSTANTEN SAUERSTOFFGEHALT IM BELEBUNGSBECKEN (HALBSTÜNDLICHE REGELUNG)

Am nächsten Tag wurde die Luftmenge variiert und der Sauerstoffgehalt konstant gehalten. Hierdurch ist eine Energieersparnis von 30 % möglich. Bei größeren Anlagen lohnt es sich daher, die Sauerstoffzufuhr entsprechend dem Sauerstoffverbrauch zu steuern.

In jedem Fall wird beim vollständigen Mischbecken das Betriebspersonal weitgehend von Steuerungsaufgaben befreit. Der Betrieb läuft automatisch, gesteuert vom Hunger der Mikroorganismen, und das Personal kann sich der Instandhaltung der Anlage widmen. Voraussetzung für diesen einfachen und problemlosen Betrieb einer einstufigen Belebungsanlage mit vollständiger Mischung ist jedoch eine ausreichende Bemessung aller erforderlichen Anlagenteile. Der beste Klärwärter ist machtlos, wenn das Belebungsbecken oder das Nachklärbecken zu klein, die Rücklaufschlammmenge zu gering, die Sauerstoffzufuhr nicht ausreicht oder die Folgeanlagen zur Schlammabeseitigung ungenügend sind.

Literatur:

ATV - Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Bd. II.
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, München (1969).

BENEDEK, P.:

A Consolidated Approach to Activated Sludge Process Design.
Diskussionsbeitrag Konferenz Atlanta 1972.

BOON, A.G., BURGESS, D.R.:

Effects of Diurnal Variations in Flow of Settled Sewage on
the Performance of High-Rate Activated Sludge Plants.
Water Pollution Control 71 (1972), S. 493 - 522.

ECKENFELDER, W.W.:

Comparative Biological Waste Treatment Design. Journal of the
Sanitary Engineering Division 93 (1967), S. 157 - 170.

V.D.EMDE, W.:

Bemessung und Parameter des Belebungsverfahrens. Münchner
Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flußbiologie 24 (1973),
S. 197 - 211. Verlag R.Oldenbourg München, Wien.

V.D.Emde, W.:

Die Kläranlage Wien-Blumental. Österreichische Wasserwirt-
schaft 23 (1971), S. 11 - 18.

GARRETT, M.T.:

Hydraulic Control of Activated Sludge Growth Rate. Sewage
and Industrial Wastes 39 (1958), S. 253.

GOODMAN, B.L., ENGLANDE, A.J.:

A Consolidated Approach to Activated Sludge Process Design.
Grundsatzreferat Konferenz Atlanta 1972.

Greater London Council Scientific Branch:

Annual Report of the Scientific Adviser 1972.

HEIERLI, R.:

Einige Betrachtungen zum Reinigungseffekt biologischer Kläranlagen in Abhängigkeit von der Bemessung und den Betriebsparametern. Vortrag EAS München 1972.

HÖRLER, A.:

Die Konsequenzen aus den Ergebnissen der Belebtschlammversuche der EAWAG für die Abwassertechnik. Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie 26 (1964), S. 289 - 310.

IMHOFF, K., und K.:

Taschenbuch der Stadtentwässerung. 23. Auflage (1972).
Verlag R. Oldenbourg München, Wien.

KAYSER, R.:

Beitrag zur Berechnung des Überschussschlammanfalls beim Belebungsverfahren. Österreichische Abwasserrundschau 5 (1971).

McKINNEY, R.E.:

The Value and Use of Mathematical Models for Activated Sludge Systems. Grundsatzreferat Konferenz Atlanta 1972.

LAWRENCE, A.W., McCARTY, P.L.:

Unified Basis for Biological Treatment Design and Operation. Journal of the Sanitary Engineering Division 96(1970), S. 757-778.

MALINA, J.F., KAYSER, R., ECKENFELDER, W.W., GLOYNA, E.F.:

Design Guides for Biological Wastewater Treatment Processes. U.S.E.P.A. (1971).

SHERRARD, J.H., LAWRENCE, A.W.:

Design and Operation Model of Activated Sludge. Journal of the Environmental Engineering Division 99 (1973), S. 773 - 784.

WALKER, L.F.:

Hydraulically Controlling Solids Retention Time in the Activated Sludge Process. Journal Water Pollution Control Federation 43 (1971), S. 30 - 39.

WHEATLAND, A.B., BELL, M.G.W., ATKINSON, A.:

Pilot Plant Experiments on the Effects of Some Constituents of Industrial Waste Waters on Sewage Treatment. Water Pollution Control 70 (1971), S. 626 - 643.

WUHRMANN, K.:

Hauptwirkungen und Wechselwirkungen einiger Betriebsparameter im Belebtschlamm-System; Ergebnisse mehrjähriger Großversuche. Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie 26 (1964), S. 218 - 270.

Rolf Kayser:

Belüftungssysteme

1. Erforderliche Sauerstoffzufuhr

Die Belüftungssysteme haben die Hauptaufgabe, den für die Abbauprozesse benötigten Sauerstoff einzutragen. Aufgrund neuerer Erfahrungen und angesichts zukünftig steigender Forderungen an die Ablaufqualität wurden für die Neuauflage des "Handbuches der Abwassertechnik" die Belastungswerte neu festgesetzt. Daneben wurde auch eine Neuberechnung des erforderlichen Sauerstoffbedarfes durchgeführt. Die wesentlichen Zahlenwerte sind in der folgenden Tabelle 1 zusammengestellt.

| Raumbelastung B_R (kg/m ³ d) | Schlammbelastung B_{TS} (kg/kg·d) | BSB ₅ -Ablauf (mg/l) | Sauerstofflast α OC/ B_R |
|--|--|------------------------------------|--------------------------------------|
| 0,25 ¹⁾ | 0,05 | 12 | 2,5 |
| 0,5 ²⁾ | 0,15 | 15 | 2,5 |
| 1,0 | 0,3 | 20 | 2,0 |
| 2,0 | 0,6 | 30 | 1,5 |

Tab. 1: Belastung, BSB₅-Ablauf und Sauerstofflast
(¹⁾ gemeinsame Schlammstabilisierung, (²⁾ Nitrifikation)

Ist die Raumbelastung B_R gegeben, so kann man die unter Betriebsbedingungen erforderliche Sauerstoffzufuhr α OC aus der Sauerstofflast berechnen.

2. Überblick und Neuentwicklungen

Die zur Zeit bekannten Belüftungssysteme bzw. Verfahren der Sauerstoffzufuhr lassen sich wie folgt systematisch ordnen:

- (1) Druckbelüftung (grobblasig, mittelblasig, feinblasig)
- (2) Oberflächenbelüftung (Kreisel, Rotoren und Bürsten, hohtourige Sprühbelüfter)
- (3) Kombinierte Belüfter (Druckluft + Rührwerk, Ejektorbelüftung, hohtourige Unterwasserbelüfter)
- (4) Belüftung mit reinem Sauerstoff oder mit Sauerstoff angereicherter Luft
- (5) Sauerstoffzufuhr durch Zugabe von Wasserstoffperoxyd

Neuere Entwicklungen der letzten Jahre sind:

die Ejektorbelüftung

die hohtourigen Sprühbelüfter und Unterwasserbelüfter

die Belüftung mit reinem Sauerstoff

die Zugabe von Wasserstoffperoxyd.

Die Ejektorbelüftung wurde in den USA entwickelt, sie ist seit vier Jahren in der Kläranlage eines Chemiewerkes in Deutschland im Einsatz (Krause, 1971). Der eigentliche Ejektor ist im Prinzip eine Wasserstrahlpumpe (Abb. 1). Es war ursprünglich

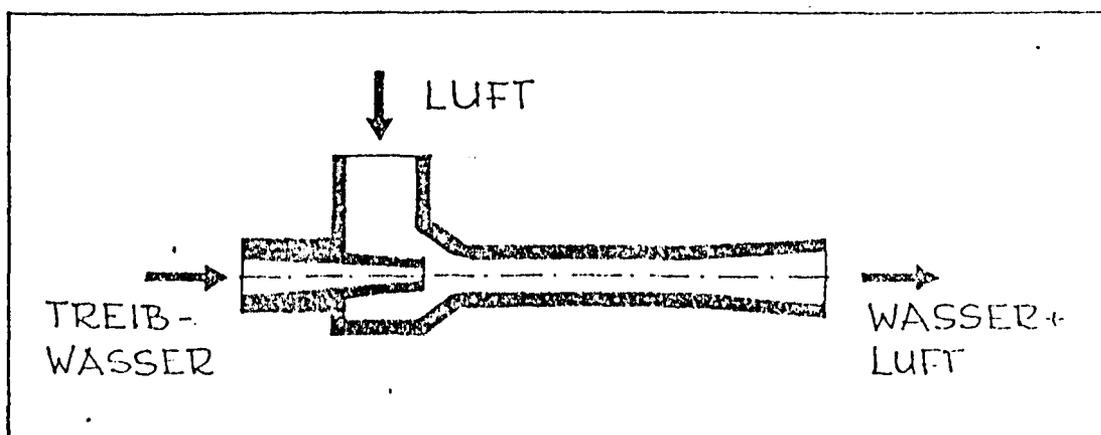


Abb. 1: Ejektor- Belüfter

geplant, die Luft selbsttätig anzusaugen. Dabei mußte aber der Treibwasserdruck so hoch gehalten werden, daß das System unwirtschaftlich wurde. Es ist deshalb heute üblich, die Luft mittels Gebläsen zuzuführen. Der Luftdruck muß etwa so groß sein wie der Wasserstand über den Ejektoren, dies entspricht der Einblastiefe bei grobblasiger Belüftung.

Die Treibwasserleitungen und die Luftleitungen werden auf der Beckensohle verlegt, die Ejektoren sind entweder an der Treibwasserleitung angeschraubt oder separat zu Bündeln zusammengefaßt. Als Treibwasser kann das Abwasser, Rücklaufschlamm oder belebter Schlamm aus dem Belebungsbecken genommen werden. Um die Sauerstoffzufuhr dem Sauerstoffverbrauch anpassen zu können, sind sowohl abgestufte Treibwasserpumpen als auch Gebläse erforderlich. Hieraus wird deutlich, daß der Einsatz der Ejektorbelüftung im wesentlichen auf große Klärwerke beschränkt bleiben wird. Um Verstopfungen der engen Düsen auszuschließen, saugen die Treibwasserpumpen durch Siebkörbe an. Im kommunalen Abwasser enthaltene Lumpen könnten die Siebkörbe schnell verstopfen. Da im Ejektor eine innige Mischung von Luft und Wasser erfolgt und diese Mischung waagrecht oder sogar gegen den Beckenboden gerichtet ausgestoßen wird, ist die Aufenthaltszeit der sehr feinen Blasen größer als in konventionellen Druckluftanlagen. Das ist offenbar der Grund für den von KRAUSE ermittelten hohen Sauerstofftrag von bis zu 2,9 kg O₂/kWh in Reinwasser.

Alle hochtourigen Belüfter sind im Prinzip Pumpen, die ohne Zwischenschaltung eines Getriebes mit dem Motor gekoppelt sind. Der wohl "älteste" Belüfter dieser Art ist der Wells-Belüfter aus den USA. Das Wasser wird wie bei Kreiseln von unten angesaugt und hochgesprüht (Sprühbelüfter).

Von einigen Unterwasserpumpenfirmaen werden Unterwasserbelüfter angeboten. Die Luft wird hierbei selbsttätig angesogen. Der ROBOT Turbo-Oxyder liegt unter Wasser und stößt ein Wasser-Luftblasen-Gemisch horizontal aus. Die Sauerstoffzufuhr wird

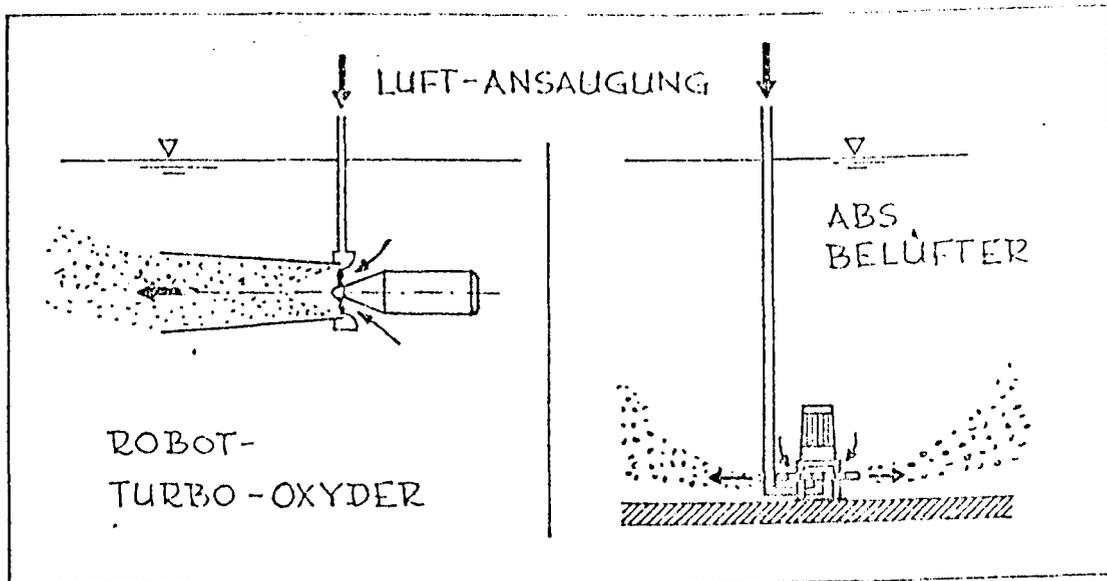


Abb. 2: Hochtourige Unterwasserbelüfter

mit 5,5 kg O₂/h bei einem Ertrag von rd. 1,0 kg O₂/kWh angegeben (Abb. 2). Der ABS-Abwasser-Tauchbelüfter wurde von einer Firma für aerobe Fermentation entwickelt. Der Belüfter steht wie eine Unterwasserpumpe auf dem Beckenboden. Von der angeflanschten Turbine wird ein Luftblasen-Wasser-Gemisch radial ausgestoßen. Angeboten werden vier Größen mit Leistungen von 6 - 50 kg O₂/h. Bei Versuchen auf dem Abwasserversuchsfeld der Bayer. Biol. Versuchsanstalt wurde ein Sauerstoffertrag von rd. 2,3 kg O₂/h - allerdings in einem sehr kleinen Becken - gemessen (12,5 kg O₂/h in 21 m³ Becken). Ähnlich wie der ABS-Belüfter arbeitet der Fuchs-Belüfter, der durch die Flüssigkompostierung von Gülle bekannt geworden ist. Nur liegt bei diesem Belüfter die Turbine nur ca. 40 cm unter der Wasseroberfläche, und der Motor steht im Trockenen.

Auf die Belüftung mit reinem Sauerstoff wird gesondert eingegangen. Blicke von den Neuerungen nur noch die Sauerstoffzufuhr durch Zugabe von Wasserstoffperoxyd anzusprechen. Hierüber berichteten HUNKEN u. Mitarb. (1973). Anstelle der Belüftung wurde zur Sauerstoffversorgung eines hochaktiven belebten Schlammes (OV \cong 1,0 kg O₂/m³·h) eine 0,5 - 1,0 %ige H₂O₂-Lösung zugegeben. Zu einer breiten Anwendung dieser interessanten Möglichkeit wird es allerdings vorerst nicht kommen: 1 kg O₂ in Form von H₂O₂ kostet 6,00 DM, mit üblichen Belüftungseinrichtungen kostet die gleiche Sauerstoffmenge rd. 0,10 DM.

3. Anhaltswerte für Bemessung und Auswahl von Belüftern

3.1 Grundsätzliches

Die Ausschreibung von Belüftungseinrichtungen erfolgt in der Praxis auf zwei Arten:

- (1) Es werden die Beckenabmessungen, die angeschlossene Einwohnerzahl und die geforderte Reinigungsleistung angegeben.
- (2) Es werden die Beckenabmessungen und die erforderliche Sauerstoffzufuhr angegeben.

Im ersten Fall führt die anbietende Firma die Berechnung der Sauerstoffzufuhr selbst durch und bietet ein Belüftungssystem an. Es garantiert dabei, wenn es verlangt wird, daß der Belüfter für die angeschlossene Belastung ausreichend ist. Da unmittelbar nach Inbetriebnahme die Anlage noch nicht ausgelastet ist, können die Garantiebedingungen nicht überprüft werden.

Tritt nun der Fall ein, daß die Anlage schon bald nach Inbetriebnahme unzureichend funktioniert, so muß zur Prüfung der Garantiebedingungen die tatsächliche Belastung ermittelt werden (Probenahme über mehrere Tage, exakte Wassermengenmessung). Werden hierbei höhere BSB_5 -Werte als üblicherweise für häusliches Abwasser gemessen, obwohl die BSB_5 -Fracht noch unter dem garantierten Wert lag, so erklärt die Belüfterfirma gerne, daß sie nur für häusliches Abwasser garantiert hätte.

Absolut eindeutig ist dagegen die zweite Art der Ausschreibung. Nur muß in diesem Fall der Planer der Anlage für die Ausschreibung die erforderliche Sauerstoffzufuhr berechnen, was aber für übliche Bemessungen kein Problem ist (vgl. Abschn.1 oder "Belebungsverfahren"). Will die Gemeinde sicher gehen, so kann noch vor der Inbetriebnahme der Anlage die Sauerstoffzufuhr gemessen werden.

Tritt nun der Fall ein, daß das bereits eingebaute Belüftungsaggregat nicht die geforderte und garantierte Leistung erbringt, so beginnt in der Regel ein langwieriges Hin und Her, an dessen Ende sich die Lieferfirma bereiterklärt, das zu kleine Aggregat gegen ein größeres auszutauschen, allerdings unter der Bedingung, daß die Gemeinde die Differenzkosten zwischen den beiden Aggregaten bezahlt. Das ist aber häufig der kleinere Kostenfaktor, denn es müssen oft auch noch Kabel, Schaltaggregate und unter Umständen sogar Tragkonstruktionen ausgetauscht werden, für die der Lieferant des Belüfters auf keinen Fall aufkommt.

Man kann sich daher viel Ärger ersparen, wenn man den Garantien der Lieferfirmen nicht blindes Vertrauen schenkt, sondern durch eigene überschlägliche Nachrechnungen die Firmenangaben überprüft bzw. die Ausschreibung noch detaillierter macht als oben angegeben. Die folgenden Ausführungen sollen Hinweise darauf geben, was im Einzelfall zu beachten ist.

3.2 Druckbelüftung

Wichtig: Richtige Auslegung der Gebläse und Antriebe und der Hauptluftleitung.

Faustwerte:

Luftmenge: 5 - 7 g O₂/m³ Luft u. m Einblastiefe

Antriebsleistung der Gebläse: 1,0 - 1,2 kg O₂/kWh.

Beispiel:

30.000 EGW 40 g BSB₅/E · d 1.200 kg BSB₅/d

Raumbelastung: $B_R = 1,0 \text{ kg BSB}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$

Sauerstofflast: $\alpha_{OC}:B_R = 2,0 \text{ kg O}_2/\text{kg BSB}_5$ (Tab. 1)

erforderliche Sauerstoffzufuhr

$\alpha_{OC} = 2,0 \cdot 1.200 =$

pro Stunde

2.400 kg O₂/d

100 kg O₂/h.

O_2 -Zufuhr bei 3,0 m Einblastiefe $3,0 \cdot 6,0 =$ 18 g/m³

Luftbedarf $100.000 : 18$ 5.600 m³/h.

Anschlußleistung der Gebläse

100 kg O_2 /h : 1,1 kg O_2 /kWh 90 kW

(Die Abgabeleistung der Gebläse Motore auf dem Typenschild ist rd. 10 % geringer.)

Hauptluftleistung ($v = 10$ m/s)

$F = 5.600 : (10 \cdot 3.600) = 0,15$ m² Ø 450 mm.

Liegen die Angebotswerte in der Größenordnung der drei unterstrichenen Werte (± 5 %), so sollte die Anlage ihren Anforderungen genügen.

3.3 Kreiselbelüftung

Wichtig: (1) Richtige Auslegung von Getriebe und Motor.
(Einfluß auf Tragkonstruktion und elektrische Installation)

(2) Dauerhaftes Getriebe

(3) Zweckmäßige Kreiseltype

Faustwert für die Auslegung von Getriebe und Motor ist der Sauerstofffertrag. In einer Reihe von Anlagen wurde unter Betriebsbedingungen ein Sauerstofffertrag zwischen 1,3 und 2,0 kg O_2 /kWh gemessen. Man geht sicher, wenn man zunächst nachrechnet für einen Sauerstofffertrag von 1,5 kg O_2 /kWh.

Beispiel: Anlage ohne Vorklärung

| | | |
|----------------------------------|------------------------|----------------------------|
| 15.000 EGW | 60 g $BSB_5/E \cdot d$ | 900 kg BSB_5/d |
| Raumbelastung | B_R | 1,0 kg $BSB_5/m^3 \cdot d$ |
| Sauerstofflast | $\alpha OC/B_R$ | 2,0 kg $O_2/kg BSB_5$ |
| erforderliche Sauerstoffzufuhr | | |
| $\alpha OC = 2,0 \cdot 900$ | | 1800 kg O_2/d |
| pro Stunde | | 75 kg O_2/h |
| Anschlußwert der Getriebemotore | | |
| 75 kg O_2/h : 1,5 kg O_2/kWh | | 50 kW |
| | | ===== |

Beträgt die Nennleistung der Antriebsmotore zusammen etwa (50 kW - 10 %) 45 kW, so sind Motor und Getriebe nach allen Erfahrungen richtig ausgelegt.

Funktioniert die Anlage nun trotzdem nicht ausreichend und wird der Fehler in mangelnder Sauerstoffzufuhr vermutet, so genügt es oft schon, den aufgenommenen Strom am Amperemeter mit der Nennaufnahme zu vergleichen. Liegt der aufgenommene Strom weit unter der Nennaufnahme, so sollte zunächst versucht werden, den Kreisel weiter einzutauchen. Geht das nicht, so ist die Lieferfirma heranzuziehen. Unter Umständen muß der Kreisel gegen einen größeren umgetauscht werden. Dies ist in der Regel problemlos, wenn Motor und elektrische Anlage richtig ausgelegt sind.

Getriebe: Der schwächste Punkt aller Kreiselbelüfter ist stets das Getriebe, weil es neben dem Axialschub auch Radialbelastungen aufnehmen muß. Aus den Angebotsunterlagen geht meist sehr wenig über die Qualität der Getriebe hervor. In einem Falle wurden einer Gemeinde alternativ zwei Getriebe angeboten. Eines, was recht preiswert war, und eines mit einer Einrichtung zur Höhenverstellung des Kreisels, welches erheblich teurer war. Da für die Eintauchtiefenregelung ein bewegliches Ablaufwehr vorgesehen war, war die Höhenverstellung der Kreisel überflüssig, und die Gemeinde bestellte die preiswerteren Getriebe. Alle 6 Getriebe waren praktisch nach einem Jahr defekt. Nach Rücksprache erklärte die Lieferfirma der Kreisel, es wäre ihnen bekannt, daß diese billigen Getriebe nicht so dauerhaft wären, wie die angebotenen teureren Getriebe. Unser Einwand, die Höhenverstellung wäre aber nicht erforderlich gewesen, wurde damit beantwortet, daß die Höhenverstellung nicht das teure an dem Getriebe sei, sondern die Qualität des eigentlichen Getriebes sei höher.

Um den Lieferfirmen der Belüfter klarzumachen, daß Qualitätsansprüche gestellt werden, sollte man in der Ausschreibung angeben, daß die Belüfter im Dauerbetrieb arbeiten sollen (was eigentlich selbstverständlich ist, aber oft verweisen Belüfterfirmen auf das Kleingedruckte der Getriebehersteller)

und daß ein schadensfreier Lauf über 5 - 8 Jahre (40.000 - 60.000 Betriebsstunden) garantiert werden müsse. Diese Schadensfreiheit bezieht sich in der Regel allerdings nur auf die Abnutzung der Zahnräder und nicht auf die Lager.

Kreiseltypen:

Aus betriebstechnischen Gesichtspunkten kann man Kreiselbelüfter in zwei große Gruppen aufteilen:

- (1) offene Kreisel
- (2) geschlossene, turbinenförmige Kreisel

Einige sowohl der offenen als auch der geschlossenen Kreisel haben in der Regel ein Saugrohr bis zur Beckensohle (Abb. 3). In Anlagen ohne Vorklärung muß immer damit gerechnet werden, daß feine Lumpen in das Belebungsbecken gelangen. Hiermit können sich die geschlossenen Kreisel verlegen. Mir ist ein Fall bekannt, in dem ein geschlossener Kreisel kaum noch Wasser auswarf. Als man das Becken entleerte, löste sich ein ganzes Lumpenpaket von der Ansaugseite des Kreisels. Die Lieferfirma gab hier der zu großen Spaltweite des Rechens die Schuld. Den Ärger hat die Gemeinde bzw. der Klärwärter. Aus diesen Gründen sollte man in Anlagen ohne Vorklärung stets offene Kreisel einsetzen.

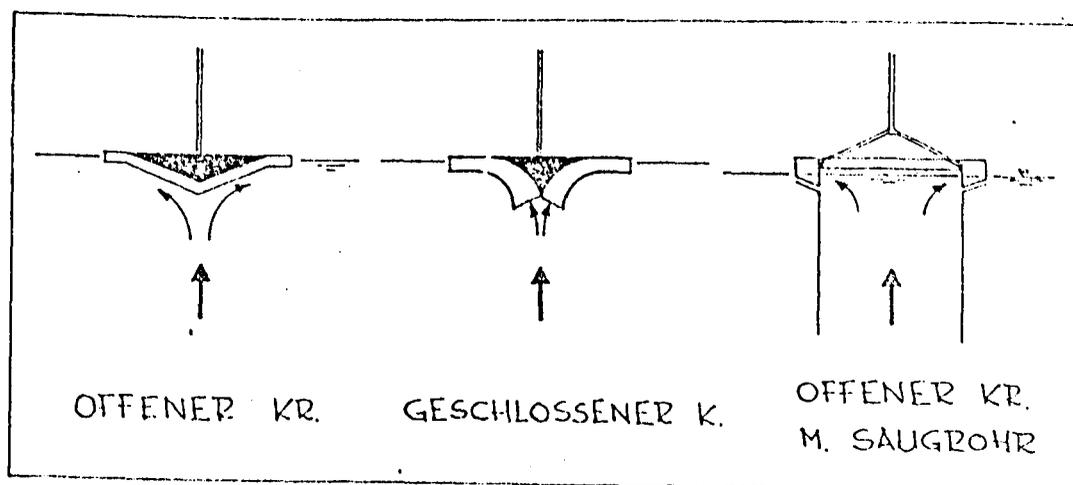


Abb. 3: Kreiseltypen

Offene Kreisel ohne Saugrohr greifen direkt in den Wasserkörper. Dies hat zur Folge, daß die Turbulenz im Becken meist größer ist als in Becken mit geschlossenen Kreiseln oder Kreiseln mit Saugrohr.

An Kreiseln mit Saugrohr scheint mir das Saugrohr in zweifacher Hinsicht von Bedeutung zu sein: Erstens wird das Wasser vom Boden angesaugt und zweitens wirkt das Saugrohr als "Achse" für den daherum rotierenden Wasserkörper. Da es stets zu leichten Pendelbewegungen dieses Wasserkörpers kommt, können die Belastungen daraus überwiegend vom Saugrohr aufgefangen werden, so daß der Kreisel weitestgehend vor Normalkräften bewahrt wird. Kreisel mit Saugrohr scheinen besonders in sehr tiefen Becken (über 3,0 - 3,5 m) zweckmäßig zu sein.

Eine unangenehme Erscheinung ist bei manchen Kreiseln das starke Sprühen. Bei Umfangsgeschwindigkeiten über etwa 5,00 m/s erfolgt in vielen Fällen eine Auflösung in sehr feine Tropfen (Aerosole), die bei entsprechendem Wind weit fortgetragen werden. Die Intensität der Aerosolbildung hängt neben der Umfangsgeschwindigkeit auch von der Form des Kreisels ab. Geschlossene Kreisel, die das Wasser flach über die Beckenoberfläche auswerfen, erzeugen weniger Aerosol als vergleichbare Kreisel, die das Wasser hochwerfen.

Das Sprühen der Kreisel kann auch zur Verschmutzung der Brücken und Wände führen. Auf manchen Brücken mit Gitterrostabdeckung wird man von unten beschmutzt. Günstiger scheint eine dichte Brückenabdeckung. An Reinigungsarbeit kann man sehr viel sparen, wenn man die ganzen Becken abdeckt (Abb. 4). Dies hat man z.B. bei der Erweiterung des Klärwerkes Köhlbrandhoft, Hamburg getan. Die Luft wird durch eine ringförmige Öffnung um den Antrieb selbsttätig angesaugt und durch eine Öffnung in einer Beckenecke wieder ausgestoßen. Da die Lufterneuerung wesentlich kleiner ist, als über offenen Becken, dürfte auch die Auskühlung im Winter nicht so groß sein, daß es zur Eisbildung am Kreisel kommt.

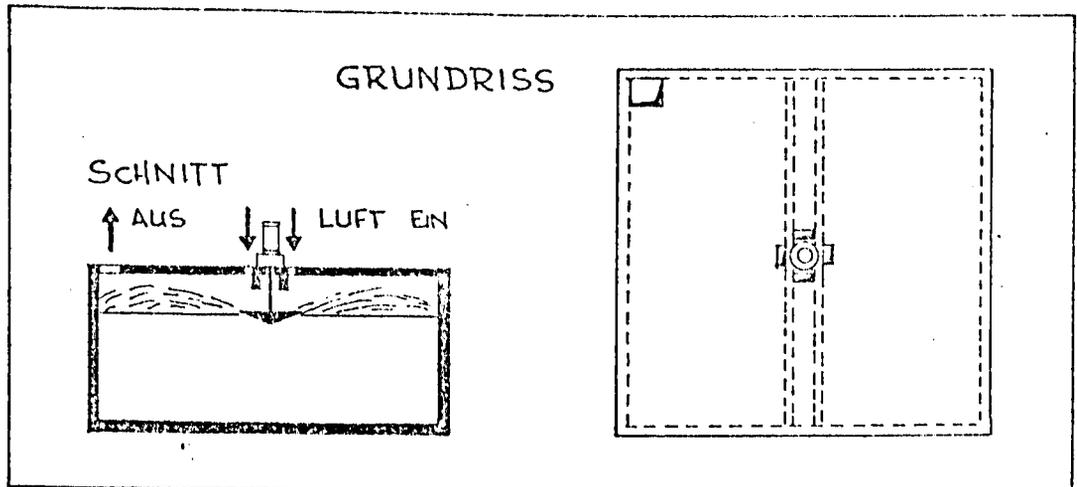


Abb. 4: Abgedeckte Belüftungsbecken mit Kreiseln

In quadratischen Becken mit nur einem Kreisel kommt es unter Umständen bei bestimmten Drehzahlen und Eintauchtiefen zu einem Schwappen des Wassers. Hierbei kommt es zu erheblichen Beanspruchungen der Getriebe und Lager. Als Abhilfemaßnahmen haben sich bewährt: Der Einbau senkrechter Bremswände oder der Einbau waagerechter Tafeln in den Ecken der Becken (Abb. 5).

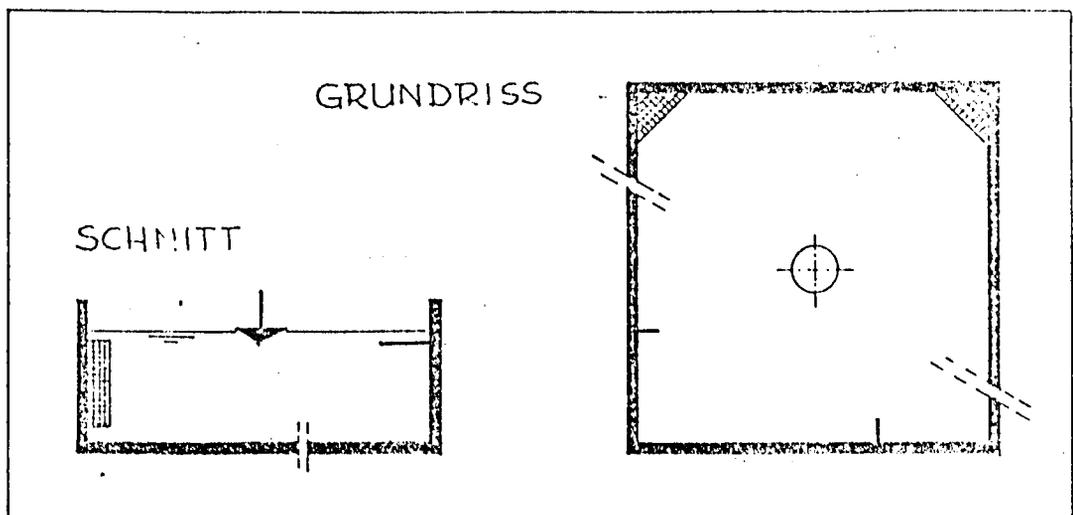


Abb. 5: Einrichtungen zur Unterdrückung des Schwappens in Belüftungsbecken mit Kreiseln

3.4 Mammutrotorbelüftung

Einen wahren Siegeszug hat der Mammutrotor in den letzten Jahren angetreten. Ein wesentlicher Grund hierfür dürfte sein, daß die Lagerung und die Getriebe bisher einwandfrei waren. Es leuchtet ein, daß bei der zweiseitigen Lagerung des Rotors die Getriebelager weniger belastet werden als es bei den herausragenden Kreiseln der Fall sein muß.

Faustwerte für die Auslegung sind:

- (1) Sauerstoffzufuhr pro m Rotor unter Betriebsbedingungen rd. $8 \text{ kg O}_2/\text{m}\cdot\text{h}$ (Eintauchtiefe 25 - 30 cm.)
- (2) Sauerstofftrag wenn hinter allen Rotoren Leitwände angeordnet sind, oder wenn nur zwei Rotoren in einem Becken installiert sind unter Betriebsbedingungen im Mittel $1,7 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$.

Beispiel:

Anlage ohne Vorklärung

30.000 EGW 60 g BSB₅/E · d

Raumbelastung, B_R

Sauerstofflast $\propto \text{OC}/\text{B}_R$

1.800 kg BSB₅/d

1,0 kg BSB₅/m³·d

2,0 kg O₂/kg BSB₅

erforderliche Sauerstoffzufuhr

$\propto \text{OC} = 2,0 \cdot 1.800$

pro Stunde

3.600 kg O₂/d

150 kg O₂/h

Gewählt 4 Mammutrotoren je 6 m lang

$\propto \text{OC}$ vorh. = $6 \cdot 4 \cdot 8 \text{ kg O}_2/\text{h}$

192 kg O₂/h.

Zu entscheiden: Einzelantriebe oder ein Antrieb für zwei Rotoren. In diesem Fall Einzelantrieb zweckmäßiger, da bei Ausfall eines Antriebes noch drei Rotoren in Betrieb bleiben. Ein weiterer Vorteil ist, daß die Sauerstoffzufuhr auf einfachste Weise durch Zu- und Abschalten einzelner Roto-

ren geregelt werden kann.

Antrieb eines Rotors:

$$\alpha OC = 6 \cdot 8 \text{ kg O}_2/\text{h} = 48 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

$$48 : 1,7 \text{ kg O}_2/\text{kWh} = 28 \text{ kW (Aufnahme)}$$

Der Einsatz eines 22 kW (Abgabeleistung) - Motors müßte ausreichen. Der nächst größere Norm-Motor hat 30 kW.

Beckenform, Einlauf, Ablauf: Die Form des Umlaufbeckens liegt im allgemeinen fest. Bei gegebener Rotorlänge sind nur Beckenlänge und Beckentiefe wählbar. Als günstig sowohl hinsichtlich der Durchströmung (Ablagerungen) als auch der Sauerstoffzufuhr und des Sauerstoffertrages haben sich Beckentiefen zwischen 2.0 m und 2.5 m erwiesen. In Einzelfällen hat man auch schon Becken mit 4 m Tiefe gebaut. Der Abstand zwischen den Rotoren sollte möglichst nicht kleiner als 20 - 25 m werden. In vielen Fällen haben sich Mammutrotorbecken als vorteilhaft erwiesen, weil Zulauf und Ablauf an das gleiche Beckenende gelegt werden können. Die verbindenden Leitungen können dadurch sehr kurz ausfallen (Abb. 6).

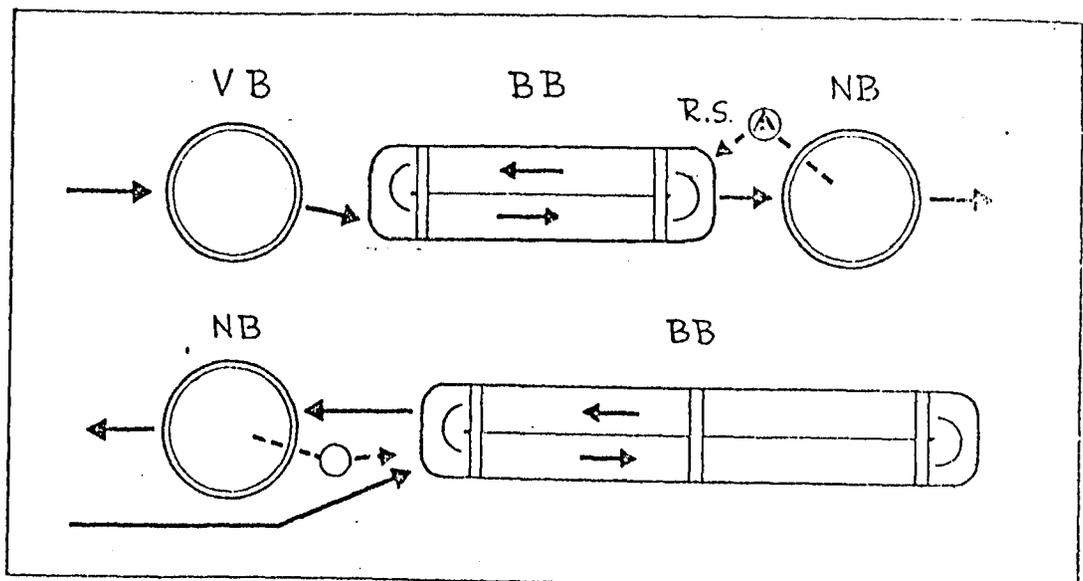


Abb. 6: Anordnung von Zu- und Ablauf bei Belüftungsbecken mit Mammutrotoren

Brücken und Freibord: Unmittelbar hinter dem Rotor wird das Wasser hochgeworfen, hier herrscht starke Turbulenz. Dabei wird belebter Schlamm in alle Richtungen gesprüht. Da an der Rückseite des Rotors kein Sprühen herrscht, scheint eine un-symmetrische Brückenausbildung günstiger zu sein, als die bisherigen Konstruktionen. (vgl. Abb. 7.) Nur unmittelbar hinter dem Rotor könnte es zu stärkeren Wellen kommen, deshalb sollte hier der Freibord höher sein, im übrigen Becken reichen 40-50 cm aus.

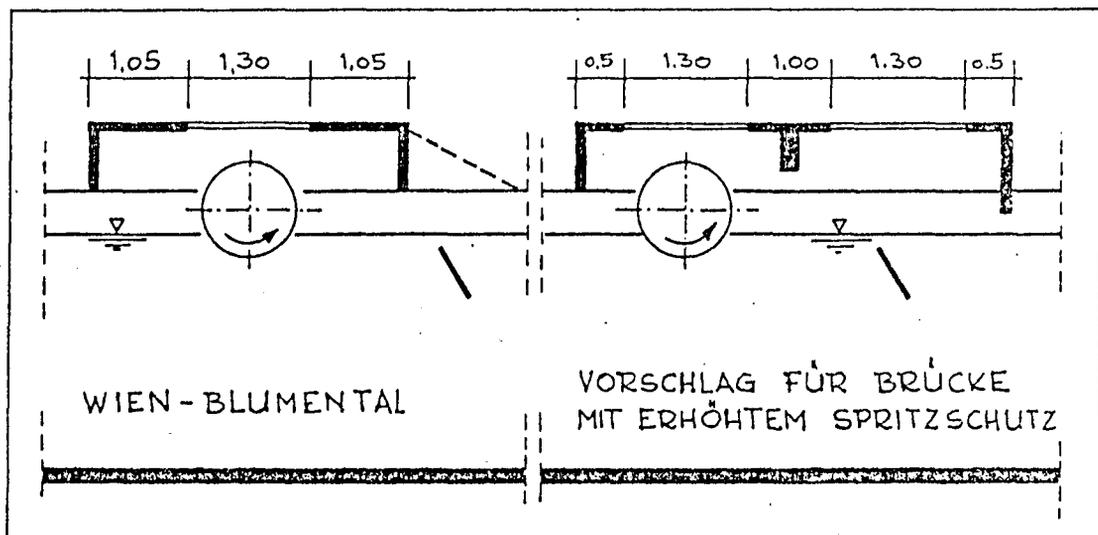


Abb. 7: Möglichkeiten zur Gestaltung der Brücken über über Mammutrotoren

4. Belüftung mit reinem Sauerstoff

4.1 Prinzip und Verfahrensschema

Würde man in einem Belüftungsbecken mit Druckbelüftung anstelle von Luft die gleiche Menge an reinem Sauerstoff einblasen, dann würde die maximale Sauerstoffzufuhr rd. 4.8 mal so hoch sein wie bei Belüftung mit Luft. Das würde bedeuten, daß das Becken entsprechend höher belastet werden könnte. Es läßt sich nachweisen, daß die Ausnutzung des reinen Sauerstoffs aber nur bei 10% - 20% liegt, d.h. 80%-90% des teuren Sauerstoffs entweichen ungenutzt. Bei Versuchen in den USA während der Jahre 1968/69 wurden daher die Belüftungsbecken als geschlossene Reaktoren ausgebildet und der Sauerstoff im Kreislauf gefahren (Abb. 8).

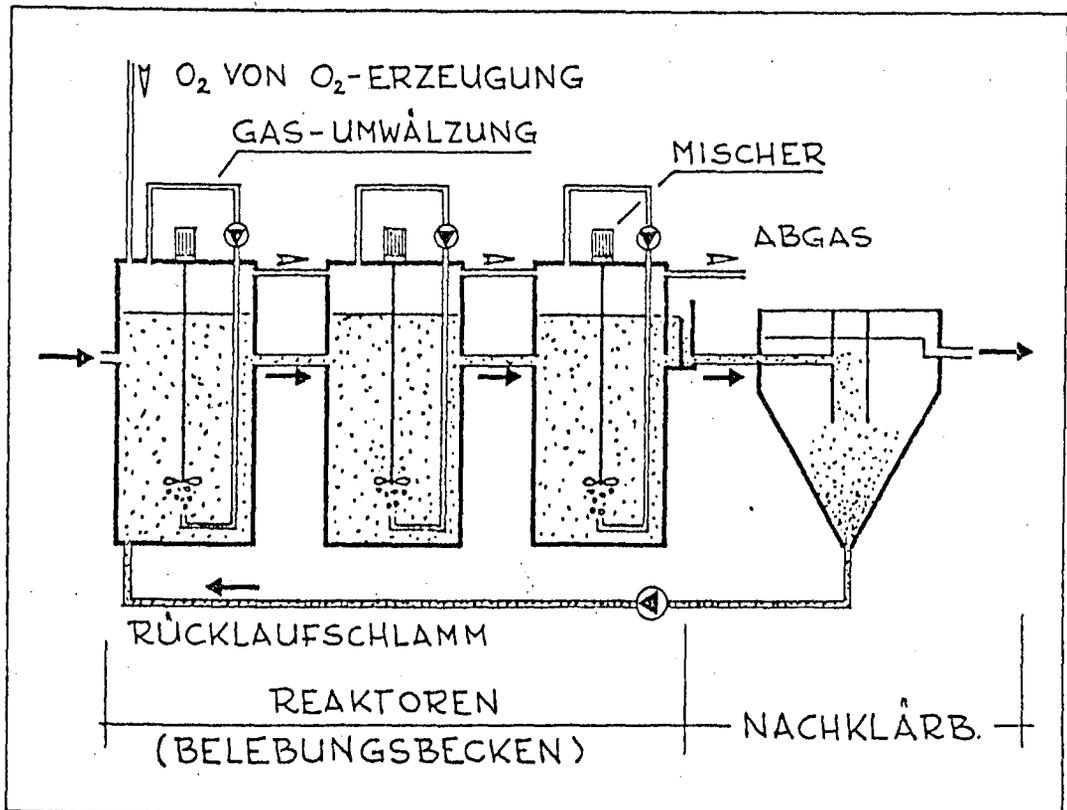


Abb. 8: Schema einer Sauerstoff-Belüftungsanlage

Als Technische Varianten können ein- und mehrstufige Reaktoren eingesetzt werden. Der Sauerstoffeintrag erfolgt entweder durch Gebläse in Verbindung mit Rührwerken (kombinierte Belüftung) oder durch Kreisel. In allen Fällen wird das Sauerstoffgas stets direkt in den Gasraum des ersten Reaktors gegeben. Bei mehrstufigen Reaktoren durchfließt das Gas die Reaktoren hintereinander.

Theoretisch könnte man sich vorstellen, daß der Sauerstoff vollständig verbraucht würde. Nun wird aber beim biologischen Abbau nach Würmann pro m^3 verbrauchten Sauerstoffs rd. $0,65 \text{ m}^3 \text{ CO}_2$ produziert. Ein Teil wird hiervon in Lösung bleiben und ein Teil als Gas entweichen, zusätzlich werden Wasserdampf und andere im Abwasser gelöste Gase frei. Wollte man den Sauerstoff vollständig ausnutzen, so würde man nur noch mit dem Abgas belüften, welches aber keinen Sauerstoff mehr enthalten sollte. In der Praxis hat sich gezeigt, daß es am günstigsten

ist, wenn das Abgas noch einen Sauerstoffgehalt von rd. 50% hat. Die Abgasmenge beträgt aber weniger als 5% einer vergleichbaren Druckbelüftung. Eine Abgasbehandlung wäre z.B. bei Geruchsemissionen leicht durchzuführen. Die Sauerstoffausnutzung liegt trotz des hohen Sauerstoffgehaltes im Abgas, aber wegen der kleinen Abgasmenge über 90%. In den Reaktoren wird mit Sauerstoffgehalten von 7 - 15 mg/l gearbeitet.

4.2 Versuchsergebnisse

Bisher liegen über die Sauerstoffbelüftung nur Versuchsergebnisse vor. In den USA sind aber die ersten Großanlagen im Bau. Die wesentlichen Ergebnisse von Versuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- (1) Da die Sauerstoffzufuhr durch entsprechende Zugabe von Sauerstoff praktisch beliebig gesteigert werden kann, ist die Sauerstoffanlage sehr unempfindlich gegen Stoßbelastungen.
- (2) In Anlagen mit mehreren Reaktoren in Reihe erfolgt der Abbau des gelösten BSB₅ praktisch total im ersten Reaktor. Der Sauerstoffverbrauch ist dabei entsprechend im ersten Reaktor wesentlich höher als in den folgenden Reaktoren.
- (3) In den meisten Fällen wurde in der Sauerstoffanlage mit kürzerer Aufenthaltszeit der gleiche Reinigungsgrad wie in einer Druckluftanlage erzielt. Z.B. Wuppertal Buchenhofen, Luftanlage 6 Std. Aufenthaltszeit, O₂-Anlage 2 Std., Schlammbelastung Luftanlage 0,25 kg/kg·d, O₂-Anlage 0,5-0,6 kg/kg·d, BSB₅-Ablauf beider Anlagen rd. 30 mg/l.
- (4) Das Absetzverhalten des belebten Schlammes war in allen Fällen besser als in Parallelversuchen mit Druckbelüftung. Der Schlamm setzte in den Nachklärbecken besser ab und dickte besser ein. Daher konnte in den Reaktoren auch mit höheren Schlammkonzentrationen gearbeitet werden.

- (5) Zumindest in Anlagen mit mehreren Reaktoren in Reihe war der Überschussschlammanfall geringer als in vergleichenden Versuchen mit Druckbelüftung.

Die bessere Abbauleistung sowie die besseren Schlammeigenschaften sind nach HEGEMANN (1973) auf die bessere Sauerstoffversorgung der Flocken zurückzuführen und als Folge davon auf eine anders zusammengesetzte Biozönose des belebten Schlammes. Der Überschussschlammanfall ist besonders in Sauerstoffanlagen mit mehreren Reaktoren in Reihe geringer. Man kann annehmen, daß in den letzten Reaktoren eine "Schlammstabilisierung" erfolgt, wobei die Schlammmenge bekanntlich verringert wird. Die Stabilisierung verläuft vermutlich intensiver, weil das gelöste Substrat schon abgebaut ist und weil wegen des hohen Sauerstoffgehaltes des Schlammes die Flocken voll mit Sauerstoff versorgt werden. Auch die gegenüber Luftbelüftung andere Biozönose dürfte zur Verringerung des Überschussschlammes beitragen.

4.3 Kosten

Bau- und Betriebskosten technischer Anlagen liegen noch nicht vor. Alle vorliegenden Kosten sind Angebots- oder Schätzwerte. Grundsätzlich ist zur Kostenbetrachtung zu sagen:

- (1) Die Baukosten für die O₂-Belüftungsbecken können bis zu 40% geringer werden als die Baukosten vergleichbarer Druckbelüftungsbecken.
- (2) Die Baukosten für die Nachklärbecken können wegen des besseren Absetzverhaltens kleiner gehalten werden (bis zu 15% Baukostensparnis).
- (3) Die Baukosten für eine Sauerstofferzeugungsanlage sind bei einer Anlage für 500.000 EGW etwa so hoch wie die Einsparungen an Belüftungsbecken und Nachklärbecken ausmachen.

- (4) Die Energiekosten für Sauerstofferzeugung und Sauerstoffeintrag liegen mit etwa 0,7 kWh/kg O₂ (Anlage für 500.000 E) etwa so hoch wie bei konventionellen Belüftungseinrichtungen (1,5 kg O₂/kWh = 0,67 kWh/kg O₂).
- (5) Gegenüber einer konventionellen Belebungsanlage ergibt sich danach nur noch wegen des geringeren Überschussschlammanfalles eine Ersparnis bei der Schlammbehandlung.

Der Betrieb von Großanlagen wird zeigen, welche Kosten tatsächlich entstehen und mit welchen maschinentechnischen Problemen man konfrontiert wird. Günstig scheint das Sauerstoffverfahren in solchen Werken der Chemischen Industrie zu sein, wo Sauerstofferzeugungsanlagen ohnehin vorhanden sind.

Literatur

- v.d.EMDE, W. Entwurf Belüftungseinrichtung
in: Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-
Gewässer, Band 4, Wien 1969
(4. ÖWWV Seminar: Abwasserreinigungsan-
lagen Entwurf, Bau, Betrieb)
- HEGEMANN, W. Beitrag zur Anwendung von reinem Sauer-
stoff beim Belebungsverfahren
Diss. T.U. Braunschweig, 1973
- HUNKEN, K.-H.
SEKOULOV, J.
BARDTKE, D. Die intensive Sauerstoffversorgung von
Belebungsanlagen durch Zugabe von Wasser-
stoffperoxid (H₂O₂)
GWf 114 (1973) S. 176 - 178
- IMHOFF, K.R.
ALBRECHT, D. Zum Einfluß von Temperatur und Turbulenz
auf den Sauerstoffeintrag in Wasser
GWf 113 (1972) S. 264 - 268
- KRAUSE, G. Betriebserfahrungen mit Oberflächenbe-
lüftern und Vergleich mit der Ejektorbe-
lüftung in einer Großkläranlage
Vom Wasser 38 (1971) S. 335 - 344

Karl-Heinz Kalbskopf

Nachklärbecken für Belebungsanlagen

1. Aufgaben der Nachklärung

Beim Belebungsverfahren werden feste, kolloidale und gelöste Stoffe des Abwassers an die im Belebungsbecken umgewälzte und mit Sauerstoff versorgte Biomasse angelagert, absorbiert, umgewandelt und vorwiegend in absetzbare, belebte Schlammflocken überführt. Die Trennung des belebten Schlammes, der die Schmutzstoffe aus dem Abwasser aufgenommen hat, vom gereinigten Abwasser erfolgt durch Absetzen in Nachklärbecken. Zwischen Belebungsbecken und Nachklärbecken besteht ein enger verfahrenstechnischer Zusammenhang, der sich aus der Einleitung des belüfteten Abwasser-Schlammgemisches in das Nachklärbecken und der Rückführung des eingedickten belebten Schlammes in das Belebungsbecken ergibt. Das Nachklärbecken hat dabei innerhalb des genannten Verbundes folgende drei Aufgaben zu übernehmen:

- a) Trennen des gereinigten Abwassers vom belebten Schlamm
- b) Sammeln und Eindicken des abgesetzten belebten Schlammes zur Rückführung in das Belebungsbecken
- c) Zwischenspeichern von belebtem Schlamm, der infolge eines erhöhten Zuflusses aus dem Belebungsbecken in das Nachklärbecken verlagert wird.

Bemessung, Ausrüstung und Gestaltung der Nachklärung müssen so vorgenommen werden, daß diese drei Aufgaben erfüllt werden können.

2. Vorgänge in Nachklärbecken

Dem Ingenieur stehen heute für die Entwurfsausführung eine Reihe von Erkenntnissen und teilweise wohlfundierte Bemessungswerte zur Verfügung. Wir müssen uns dennoch darüber im klaren sein, daß die komplexen Prozesse, die sich beim Durchfluß von Abwasser und suspendierter Biomasse im Nachklärbecken abspielen, durch die bekannten Bemessungsgrößen nur teilweise richtig erfaßt werden. Dies ist dadurch bedingt, daß die zulässige Größenordnung der vorgenannten Bemessungswerte vorwiegend empirisch festgelegt wurde und daß bei den hierfür erforderlichen Untersuchungen zumeist nur bestimmte Vorgänge der im Nachklärbecken ablaufenden Prozesse betrachtet werden konnten, wie beispielsweise die hydraulischen Verhältnisse, Koagulations- und Flockungserscheinungen oder das Absetz- und Eindickverhalten des belebten Schlammes. Diese Tatsache ist auch der Grund dafür, daß eine allgemein anerkannte optimale Lösung für die Bemessung, Gestaltung und Ausrüstung von Nachklärbecken bisher nicht gefunden wurde und daß die Entwicklung auf diesem Gebiet noch keineswegs abgeschlossen ist.

Durch einen kurzen Rückblick und durch Hinweise auf Arbeiten, die unsere Kenntnisse über die verschiedenen Vorgänge in Absetzbecken besonders gefördert haben, wird die Bedeutung der gebräuchlichen Bemessungsparameter als technisch brauchbare Rechengrößen am besten klar. Die Flächenbeschickung q_F in m/h als maßgebende Bemessungsgröße für Absetzbecken zur Ausscheidung von Feststoffteilchen, die sich während des Absetzvorganges nach Größe, Form und Gewicht nicht verändern, wurde bereits 1904 von Hazen (1) erkannt. Die Sinkgeschwindigkeit der abzusetzenden Stoffe als Wert für die Flächenbeschickung kann dabei jedoch nur unter der Voraussetzung laminarer Strömungsverhältnisse gewählt werden. Dies wurde durch die richtungsweisenden Arbeiten über das Verhalten von Feststoffen in turbulenten Strömungen durch Prandtl (2), Rouse (3) und Einstein (4) und über die Flockung und den Absetzvorgang von

Dobbings (5) und Camp (6) nachgewiesen. Die aus diesen Arbeiten resultierenden Erkenntnisse über den Einfluß der Turbulenz auf den Absetzvorgang und damit die Bedeutung einer nach Größe und Verteilung gleichmäßigen Strömung im Absetzbecken haben die konstruktive Gestaltung der Absetzbecken nachhaltig beeinflußt und zur Entwicklung möglichst gleichmäßig durchflossener, hydraulisch günstiger Formen geführt. Zur Ermittlung optimaler Beckenformen sowie Ein- und Auslaufkonstruktionen für Absetzbecken wurden besonders auch in Deutschland eingehende Versuche durchgeführt und hierfür Auswerteverfahren entwickelt.

In diesem Zusammenhang sei an die Arbeiten von Müller-Neuhaus (7,8) über die Flockung, die Hydraulik und das Absetzen in Klärbecken und die späteren Untersuchungen von Groche (9) über die Fließvorgänge in Absetzbecken und daraus resultierende Rückschlüsse auf deren Konstruktionen hingewiesen.

Zu einer umfassenderen Betrachtungsweise der komplexen Vorgänge in Absetzbecken führten die Arbeiten von Knop (10,11), der ein Auswerteverfahren für die Beurteilung des Wirkungsgrades von Absetzbecken entwickelte, bei dem Durchfluß- und Absetzkurve kombiniert wurden. Damit war sowohl die Bedeutung der hydraulischen Verhältnisse als auch die Bedeutung der Flockungs- und Absetzeigenschaften der zu sedimentierenden Stoffe für weitere Untersuchungen unterstrichen worden. Die Untersuchungen von Schmidt-Bregas (12) über die zweckmäßige Ausbildung von rechteckigen Absetzbecken basierten bereits auf diesem Verfahren.

Als Ergebnis dieser vorwiegend nach hydraulischen Gesichtspunkten durchgeführten Untersuchungen ergab sich als Voraussetzung für möglichst stabile, gleichmäßige Durchflußströmungen in horizontal durchflossenen Becken die Forderung nach einem Verhältnis von Tiefe zu Länge bei den Absetzbecken von mindestens 1 : 10 bis etwa 1 : 30 sowie nach Einlaufgestaltungen, die schwach turbulente aber gleichmäßige Einlaufströmungen mit einer rechnerischen mittleren Fließgeschwindigkeit um 1 cm/s bewirkten und nach langen,

teilweise vorgezogenen Ablaufrinnen mit einer Überfallbeschickung tunlichst unter $10 \text{ m}^3/\text{h}$, um das Abtreiben von belebtem Schlamm zu verhindern.

Über den Einfluß der Beckentiefe hinsichtlich des Gesamtwirkungsgrades von Nachklärbecken gibt es in diesen früheren Untersuchungen keine einheitliche Aussage. Die Beckentiefe gewann erst wieder an Bedeutung, als der Einfluß der Beschaffenheit und Menge des belebten Schlammes auf die Schwebstoffverteilung in Nachklärbecken untersucht wurde. Die Auswirkung dieser beiden Größen, die durch die Parameter Schlammindex I_{SV} in ml/g und Feststoffgehalt TS in g/l charakterisiert werden, auf das Absetzverhalten wurde besonders von Stobbe (13) untersucht. Durch Messungen im technischen Maßstab klärte Pflanz (14) den Zusammenhang zwischen diesen Größen und der Flächenbeschickung auf die Schwebstoffverteilung in Nachklärbecken und unterstrich die Bedeutung der Flächenbelastung TS_F in $\text{kg/m}^2 \cdot \text{h}$ als weiteren wichtigen Bemessungsparameter. In einer weiteren zusammenfassenden Arbeit über das Verhalten des belebten Schlammes im System Belebungsbecken-Nachklärbecken hat Merkel (15) die Abhängigkeit der verschiedenen Bemessungsparameter eingehend untersucht und sich besonders mit dem Eindickverhalten des belebten Schlammes und mit den erforderlichen Speicherräumen für den belebten Schlamm in Nachklärbecken beschäftigt. Seine Bemessungsvorschläge geben erstmalig konkrete Hinweise auf die erforderliche Beckentiefe. Von großer Bedeutung war auch der Vorschlag von Hanisch (16), bei Nachklärbecken eine Schlammvolumenbelastung SV_F von etwa $300 \text{ l/m}^2 \cdot \text{h}$ einzuhalten.

3. Bemessung der Nachklärung

Unter Berücksichtigung der vorgenannten und weiteren Arbeiten hat der ATV-Ausschuß Absetzverfahren einen Arbeitsbericht über die Bemessung von Nachklärbecken (17) angefer-

tigt, der in der Korrespondenz Abwasser im August 1973 zur Diskussion gestellt wurde. Als Obmann dieses Fachausschusses möchte ich die im Arbeitsbericht gegebenen Vorschläge kurz erläutern.

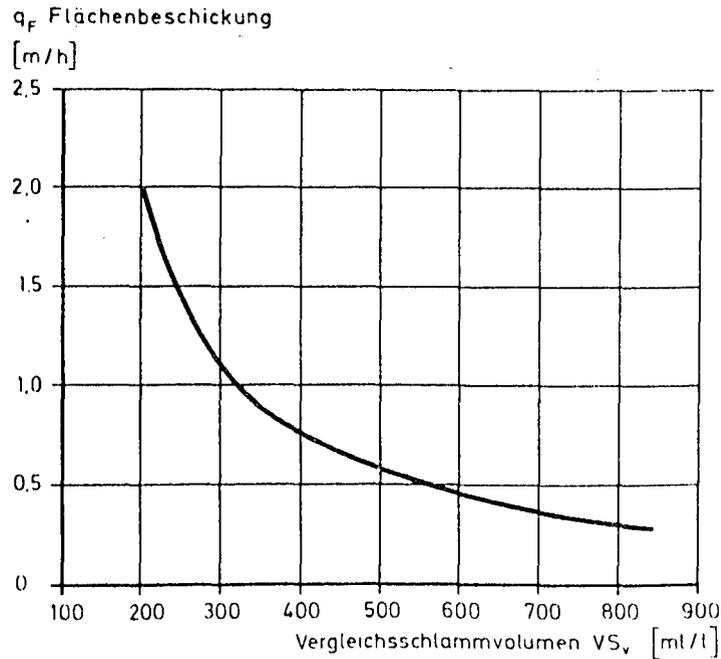
Diese Vorschläge empfehlen, die Bemessung der Nachklärbecken wie bisher nach der Flächenbeschickung q_F und zusätzlich nach der erforderlichen Tiefe h vorzunehmen. Die Flächenbeschickung soll dabei für horizontal durchströmte Nachklärbecken in Abhängigkeit vom Vergleichsschlammvolumen nach Bild 1 gewählt werden. Bei vorwiegend vertikal durchflossenen Nachklärbecken mit Schwebefilter kann die Flächenbeschickung um etwa 30 % höher angesetzt werden.

Das Vergleichsschlammvolumen VS_V in ml/l ist das Produkt aus Schlammindex I_{SV} und dem Feststoffgehalt im Belebungsbecken TS_R :

$$VS_V = TS_R \cdot I_{SV}$$

Durch das Vergleichsschlammvolumen wird somit gleichermaßen die Menge und die Beschaffenheit des belebten Schlammes bei der Bemessung der Nachklärung berücksichtigt. Die Beschaffenheit des belebten Schlammes wird dabei durch den Schlammindex charakterisiert, unter dem wir generell den Verdünnungs-Schlammindex zu verstehen haben.

Hierzu darf ich einige zusätzliche Erläuterungen geben. Aus verschiedenen Untersuchungen (13,14,15) ist bekannt, daß bei einem höheren Schlammvolumen als etwa 250 ml/l der Absetzvorgang des belebten Schlammes in einem 1 l - Absetzzyylinder durch Wandreibung und gegenseitige Beeinflussung der Schlammpartikel behindert wird. In solchen Fällen soll zur Bestimmung des Schlammindex eine Probe aus dem Belebungsbecken mit Nachklärwasser so verdünnt werden, daß sich nach 30 Minuten Absetzzeit ein Schlammvolumen um 200 ml ergibt. Der auf diese Art ermittelte Verdünnungs-Schlammindex ist:



Bei vorwiegend vertikal durchflossenen Nachklärbecken (Tiefe Fließweg > 1.3) mit Schwebefilter darf die Flächenbeschickung um etwa 30% höher angesetzt werden

Bild 1: Flächenbeschickung in Abhängigkeit vom Vergleichsschlammvolumen

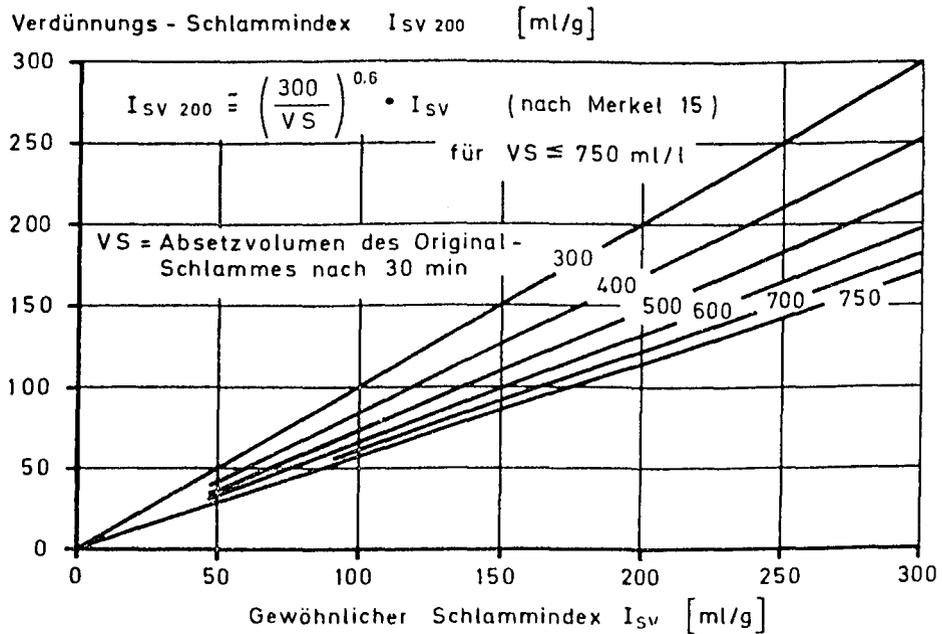


Bild 2: Verdünnungs-Schlammindex im Verhältnis zum gewöhnlichen Schlammindex

$$I_{SV} = \frac{\text{Absetzvolumen des verd. Schlammes nach 30 min}}{\text{Feststoffgehalt des verdünnten Schlammes}} \text{ ml/g}$$

Bei dieser Bestimmung gelten als Feststoffe nur die Schwebstoffe der filtrierten Schlammprobe, d. h. die Gesamtfeststoffe abzüglich der im gefilterten Überstandswasser enthaltenen gelösten Stoffe. Der Verdünnungs-Schlammindex ist wegen des Fortfalls der Wandreibung im Meßzylinder für Schlämme $300 > VS < 750 \text{ ml/l}$ kleiner als der gewöhnliche Schlammindex. Bild 2 gibt einen Anhalt über das Verhältnis der beiden Indizes in Abhängigkeit vom Absetzvolumen des Originalschlammes.

Für die Ermittlung der erforderlichen Oberfläche eines Nachklärbeckens wurden bisher auch andere Bemessungswerte wie die Flächenbelastung TS_F in $\text{kg/m}^2 \cdot \text{h}$ oder die Schlammvolumenbelastung SV_F in $\text{l/m}^2 \cdot \text{h}$ benutzt. In der vom ATV-Fachausschuß Absetzverfahren vorgeschlagenen Bemessungskurve nach Bild 1 sind diese Bemessungswerte bereits impliziert. Der Zusammenhang zwischen diesen beiden Hilfsparametern und den vorgenannten Bemessungswerten ist nämlich durch die Gleichung:

$$SV_F = q_F \cdot I_{SV} \cdot TS_R$$

gegeben, wobei wiederum das Produkt:

$$I_{SV} \cdot TS_R = VS_v$$

das Vergleichsschlammvolumen ist und das Produkt

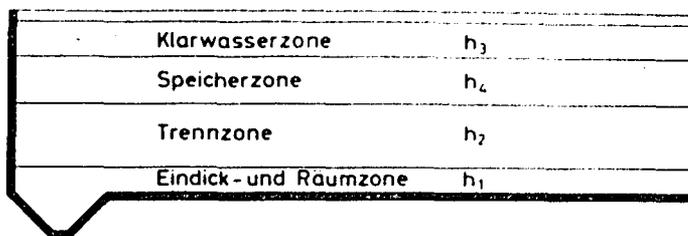
$$q_F \cdot TS_R = TS_F$$

die Flächenbelastung ist.

Der Schlammindex soll für die Bemessung nach Bild 3 gewählt werden. Diese Zusammenstellung berücksichtigt, daß sowohl die Abwasserart als auch die Schlammbelastung B_{TS} die Zusammensetzung und Struktur der Biomasse und damit den Schlammindex beeinflussen. Je leichter und voluminöser der belebte

| Schlammbelastung kg BSB ₅ / kg TS _R · d | Schlammindex ml/g | |
|--|------------------------|------------------------|
| | B _{TS} ≥ 0,05 | B _{TS} ≤ 0,05 |
| Hausabwasser | 100 | 75 |
| Abwasser mit mäßigem Anteil organisch gewerblicher Art | 100 - 150 | 75 - 100 |
| Abwasser mit erheblichem Anteil organisch gewerblicher Art | 150 - 200 | 100 - 150 |

Bild 3: Richtwerte für den Schlammindex



$$h_1 = \frac{TS_R \cdot I_{SV}}{1000} \quad \text{m}$$

$$h_2 = 0,8 - 1,0 \quad \text{m}$$

$$h_3 = 0,5 \quad \text{m}$$

$$h_4 = \frac{\Delta TS_R \cdot V_{BB} \cdot I_{SV}}{500 \cdot F_{NK}} \quad \text{m}$$

TS_R : Feststoffgehalt im Belebungsbecken mg/l

I_{SV} : Verdünnungsschlammindex ml/g

ΔTS_R : Differenz der Feststoffgehalte im Belebungsbecken
bei Trockenwetter und bei Regenwetter mg/l

V_{BB} : Volumen des Belebungsbeckens m³

F_{NK} : Oberfläche des Nachklärbeckens m²

Bild 4: Tiefe der Nachklärung

Schlamm wird, desto mehr Raum beansprucht er für seinen Absetz- und Eindickvorgang in der Nachklärung und desto tiefere Nachklärbecken sind dadurch erforderlich. Dies ist bei der Ermittlung der erforderlichen Tiefe für die Nachklärung zu berücksichtigen. Die Gesamttiefe der Nachklärung ergibt sich durch Vorgabe und Berechnung der notwendigen Schichthöhen (Bild 4) für:

$$h_1 = \text{Eindickzone einschl. Räumzone} \quad [\text{m}]$$

$$h_2 = \text{Trennzone} \quad [\text{m}]$$

$$h_3 = \text{Klarwasserzone} \quad [\text{m}]$$

$$h_4 = \text{Speicherzone} \quad [\text{m}]$$

Die Speicherzone mit der Höhe h_4 ist nur bei der Mitbehandlung von Regenwasser zu berücksichtigen.

Für die Berechnung der Eindickzone wird der Ansatz vorgeschlagen:

$$h_1 = \frac{TS_R \cdot I_{SV}}{1000}$$

Die Trennzone, in welcher die Verteilung und Trennung des Schlammwassergemisches erfolgt, soll bei Trockenwetterzufluß mit einer Höhe von $h_2 = 0,80$ bis $1,0$ m berücksichtigt werden. Für den Regenwetterfall kann bei Speicherzontiefen von über $1,0$ m h_2 bis auf $0,5$ m reduziert werden, da die Funktion der Trennzone von der Speicherzone teilweise übernommen wird. Für die Klarwasserzone ist eine Mindesthöhe von $h_3 = 0,5$ m vorgesehen.

Die Höhe der Speicherzone ergibt sich aus dem Ansatz:

$$h_4 = \frac{\Delta TS_R \cdot V_{BB} \cdot I_{SV}}{500 \cdot F_{NK}}$$

In dieser Gleichung bedeutet V_{BB} das Volumen des Belebungsbeckens in m^3 , F_{NK} die Oberfläche der Nachklärung in m^2 , ΔTS_R

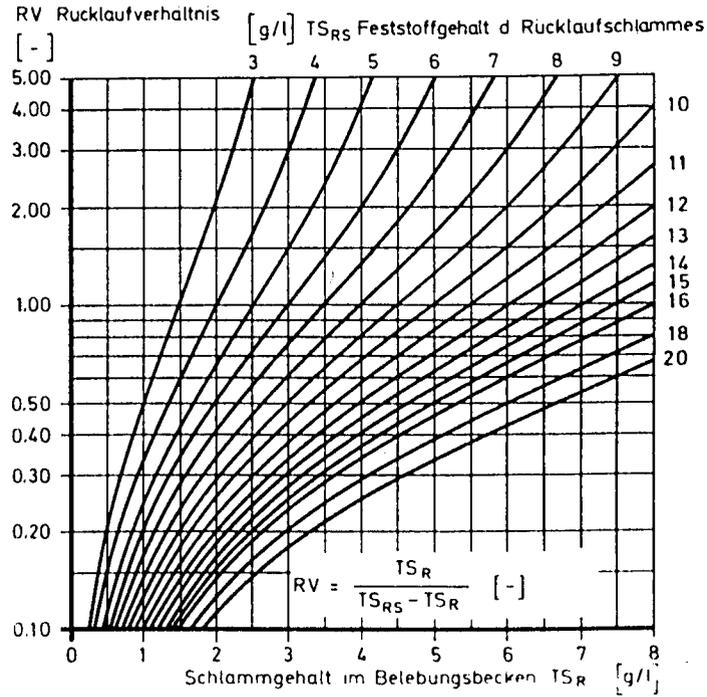


Bild 5: Erforderliches Rücklaufverhältnis für Belebungsanlagen

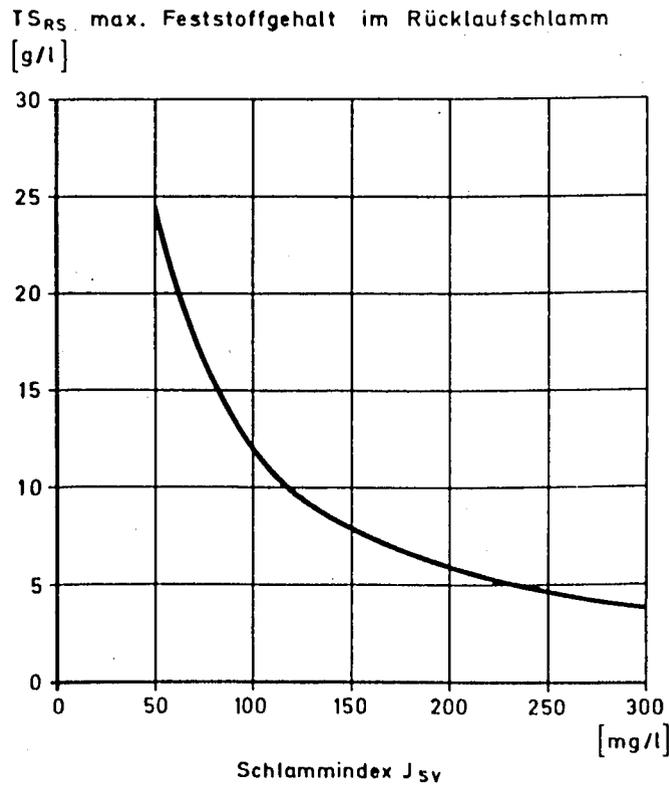


Bild 6: Erreichbarer Feststoffgehalt im Rücklaufschlamm

ist die Differenz der Feststoffgehalte g/l im Belebungsbecken bei Trockenwetter und Regenwetter. Es wird somit angenommen, daß die bei Regen aus dem Belebungsbecken in die Nachklärung verlagerte Schlammmenge sich dort gleichmäßig über die Fläche der Nachklärung verteilt.

Die für die Ermittlung von ΔTS_R erforderlichen Schlammtröckengewichte TS_R im Belebungsbecken bei Trockenwetter und Regen können in Abhängigkeit vom Feststoffgehalt des Rücklaufschlammes und vom Rücklaufverhältnis nach Bild 5 bestimmt werden.

Da der in der Nachklärung erreichbare Eindickgrad des belebten Schlammes durch eine Berechnungsgleichung nicht einheitlich angegeben werden kann, wird empfohlen, den Feststoffgehalt TS_{RS} im Rücklaufschlamm in g/l nicht höher als die Werte der Kurve auf Bild 6 zu wählen.

Werden neben diesen Vorschlägen des Arbeitsberichtes über die Bemessung von Nachklärbecken von Belebungsanlagen die bekannten Gestaltungsgrundsätze für die Festlegung der Beckenabmessungen und die Ausrüstung von Nachklärbecken berücksichtigt, dürfte auch bei schwierigeren Betriebsverhältnissen ein ausreichender Absetzeffekt in den Nachklärbecken gesichert sein.

4. Einflüsse auf Schwebstoffverteilung und Schlammeindickung

Die verschiedenen Nachklärbeckenformen mit horizontalem oder vertikalem Durchfluß als auch die Möglichkeiten der Gestaltung der Einläufe und Abläufe dieser Becken sowie die unterschiedlichsten Schlammräumsysteme sind im Hinblick auf Bemessung und Konstruktion hinreichend bekannt. Da sie zudem von Hörler (18) im vierten Raacher Seminar bereits behandelt wurden, kann ich verzichten, auf bekannte Konstruktion nochmals näher einzugehen. Es ist für Sie sicherlich interessanter, wenn ich über neuere Untersuchungen und Überlegungen berichte, die im letzten Jahr bei der Emschergenossenschaft

angestellt wurden. Die im technischen Maßstab in Versuchsbecken und Betriebsanlagen gewonnenen Ergebnisse und Beobachtungen stützen einerseits die Zweckmäßigkeit der vorgelegten Bemessungsvorschläge und bekannter Konstruktionsgrundsätze, andererseits weisen sie jedoch auch auf Lücken in unseren Kenntnissen über die komplexen Verhältnisse in Nachklärbecken hin.

Beobachtungen der Strömungsverhältnisse in einem längsdurchströmten Versuchsbecken mit durchsichtigen Glaswänden zeigten, daß der Zufluß des Schlamm-Wassergemisches aus dem Belebungsbecken in das Nachklärbecken in Form einer Bodenströmung über der abgesetzten Schlammschicht erfolgt, die bis zum Beckenende reicht. Dies wurde ja auch bereits von Hörler (18) im vierten Raacher Seminar durch Strömungsbilder und auch durch andere Forscher nachgewiesen. Im Versuchsbecken war nun gut zu erkennen, wie im Raum der Einlaufströmung, der darum im Bemessungsvorschlag als Trennzone bezeichnet wird, eine Trennung des Wassers und des belebten Schlammes erfolgt. Das Wasser steigt aus dieser Trennzone vorwiegend vertikal zu den Ablaufrinnen auf, wobei mit zunehmender Steighöhe und damit Tiefe der Nachklärung durch Strömungsturbulenz eine Flockung und damit verbesserte Sedimentation auch feiner Partikel des belebten Schlammes erreicht werden kann. Auch in sogenannten längsdurchströmten Rechteck- oder Rundbecken stellen sich somit in den oberen Schichten vertikale Strömungen zu den Ablaufrinnen hin ein. Vorgezogene Ablaufrinnen in Längsbecken sind daher durchaus zweckmäßig, wie Messungen auf der Kläranlage Datteln des Lippeverbandes in einem mit vorgeschalteter Flockungszone und Schlammräumwagen ausgerüsteten Nachklärbecken bestätigt haben, da die Schwebstoffkonzentrationen in der oberen Wasserschicht bis zum vorderen Beckenviertel hin etwa gleich war, wie Bild 7 zeigt.

Von besonderem Interesse sind auch Untersuchungen über den Einfluß des Rücklaufschlammstromes auf die Schwebstoffver-

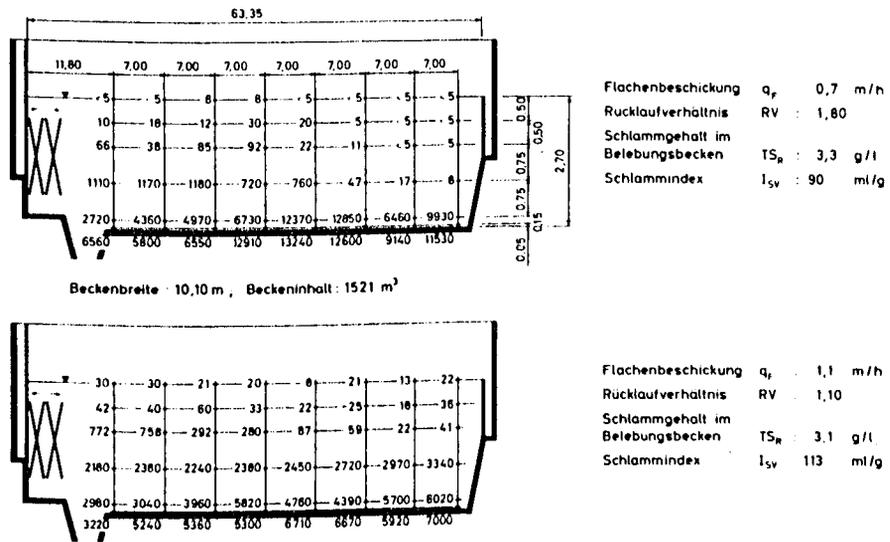


Bild 7: Feststoffverteilung im Nachklärbecken der Kläranlage Datteln

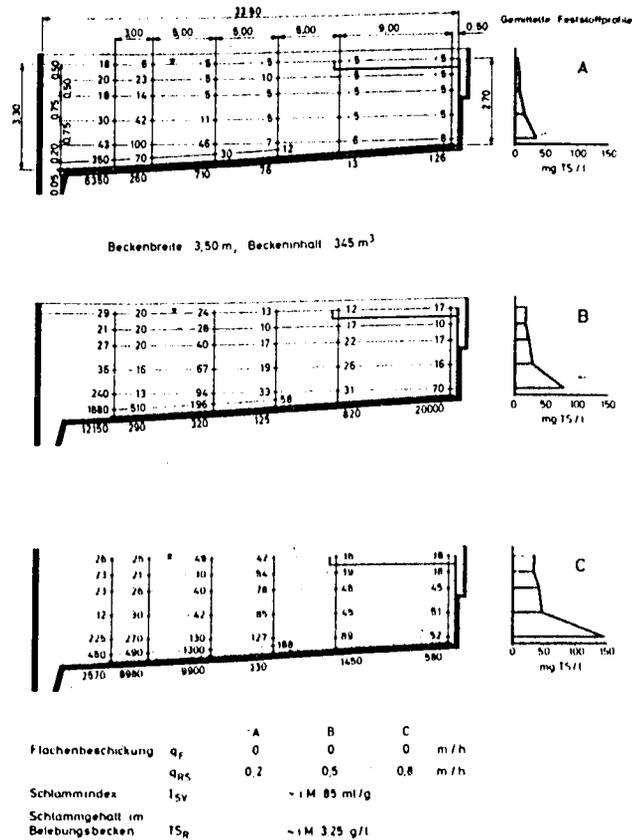


Bild 8: Einfluß des Rücklaufschlammes auf die Feststoffverteilung im Nachklärbecken

teilung in der Nachklärung, da bei der Bemessung von Nachklärbecken das Rücklaufschlammverhältnis bisher nicht berücksichtigt wird. Die Darstellungen der Schwebstoffverteilung auf Bild 8 zeigen deutlich, daß selbst bei fehlendem Durchfluß der belebte Schlamm allein mit steigendem Rücklaufschlammstrom infolge verstärkter Turbulenz weiter und höher im Nachklärbecken verteilt wird. Hohe Rücklaufschlammverhältnisse über 100 % können daher zumindest bei leichtem belebten Schlamm zu unzureichenden Absetzverhältnissen in der Nachklärung führen. Die unter Vernachlässigung des Turbulenzeinflusses von Merkel (15) als zulässig erachtete Erhöhung der Flächenbeschickung mit steigendem Rücklaufverhältnis muß aufgrund dieser im technischen Maßstab durchgeführten Untersuchungen als nicht zutreffend angesehen werden. Es ist wünschenswert, wenn durch weitere Untersuchungen der größenmäßige Einfluß des Rücklaufschlammverhältnisses auf den Absetzvorgang noch genauer untersucht würde. Solche Untersuchungen können dazu beitragen, einen Berechnungsansatz für die im Bemessungsvorschlag für die Nachklärbecken bisher empirisch festgesetzte Höhe für die Trennzone zu finden.

Auch zu dem Berechnungsvorschlag für die Speicherzone seien einige kritische Bemerkungen gemacht. Ergeben sich bei Regenhöhere Zuflüsse zur Belebungsanlage, wird mit dem erhöhten Abfluß aus dem Belebungsbecken mehr belebter Schlamm in die Nachklärung eingebracht, für den ein ausreichend großer Speicherraum vorhanden sein muß. Die erforderliche Höhe des Speicherraumes ergibt sich aus der Fläche des Nachklärbeckens, der aus dem Belebungsbecken in das Nachklärbecken verlagerten Menge an belebtem Schlamm und aus dem Eindickverhalten dieses Schlammes, das durch den Schlammindex gekennzeichnet wird. Die entscheidenden Betriebsparameter sind somit im Berechnungsvorschlag für die Höhe der Speicherzone durchaus berücksichtigt. Die Annahme, daß die verlagerte Schlammmenge sich gleichmäßig über die Fläche der Nachklärung verteilt, ist ebenso wie der vorgegebene Eindickgrad auf

50 % des Ausgangsvolumens eine nicht ganz zutreffende Vereinfachung. Die Formel für die Berechnung der Speicherzone führt bei Belebungsbecken mit langen Aufenthaltszeiten und größeren Differenzen bei den Feststoffgehalten im Belebungsbecken bei Trockenwetter und Regenwetter zu großen Speicherzonen und damit langen Aufenthaltszeiten in der Nachklärung. Nutzt man bei der Entwurfsaufstellung das Instrumentarium der betrieblichen Möglichkeiten, indem man hohe Leistungen für die Rücklaufschlammumpen vorzieht, kann bei Einstellung eines entsprechenden Rücklaufverhältnisses auch bei Regen die zusätzlich im Nachklärbecken zu speichernde Menge an belebtem Schlamm theoretisch auf Null reduziert werden. Dies ergibt sich aufgrund des Zusammenhanges zwischen dem geforderten bzw. angestrebten Feststoffgehalt im Belebungsbecken, der Feststoffkonzentration des Rücklaufschlammes und dem Rücklaufverhältnis. Die für den Gleichgewichtszustand geltende Abhängigkeit wurde bereits auf dem Bild 5 dargestellt und wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$RV = \frac{TS_R}{TS_{RS} - TS_R} \cdot 100 \quad \text{bzw.}$$

$$TS_{RS} = \frac{1 + RV}{RV} \cdot TS_R$$

Hierzu bedeuten:

RV = Rücklaufverhältnis (%)

TS_R = Feststoffgehalt im Belebungsbecken (g/l)

TS_{RS} = Feststoffgehalt im Rücklaufschlamm (g/l)

Aufgrund des auf Bild 5 dargestellten Zusammenhanges, kann bei Regen und damit erhöhtem Zufluß zur Belebungsanlage der Schlammgehalt im Belebungsbecken auch dann konstant gehalten werden, wenn bei dem vorhandenen Rücklaufverhältnis ein höherer Feststoffgehalt im Rücklaufschlamm erreicht werden

kann. Dies ist dann möglich, wenn bei Trockenwetter der im Rücklaufschlamm maximal nach Bild 6 erreichbare Feststoffgehalt für die Bemessung noch nicht ausgenutzt wurde. Diese betriebliche Möglichkeit, die Speicherzone klein zu halten, sollte in jedem Falle eher genutzt werden, als eine zu starke Erhöhung des Rücklaufverhältnisses. Durch den höheren Rücklaufschlammstrom wird, wie Bild 8 gezeigt hat, in jedem Falle im Nachklärbecken eine stärkere Turbulenz bewirkt, die zumindest bei leichten belebten Schlämmen zu unzureichenden Absetzverhältnissen führen kann.

Aus dieser Sicht gewinnt die erreichbare Eindickung des belebten Schlammes in der Nachklärung an Bedeutung. Grundsätzliche Untersuchungen des Eindickvorganges von belebten Schlämmen (19) haben gezeigt, daß der erreichbare Eindickgrad neben den Schlammeigenschaften durch die Eindickzeit und die dabei vorherrschenden Druckverhältnisse in der Schlammschicht bestimmt wird. Für die Eindickung des Rücklaufschlammes an der Beckensohle muß somit die Höhe der eindickenden Schlammschicht und die Verweilzeit des Schlammes in dieser Schicht bei der Beschreibung der Eindickbedingungen berücksichtigt werden. Diese beiden Größen werden durch die zugeführte Feststoffmenge ($TS_R \cdot q_F$) ihre Verteilung im Nachklärbecken, die Art der Räumung des Rücklaufschlammes, das Rücklaufverhältnis und die Form und Abmessung des Nachklärbeckens beeinflusst.

Leider kann die Abhängigkeit des Eindickgrades des belebten Schlammes in der Nachklärung von diesen Größen funktionsmäßig noch nicht angegeben werden, so daß die Kurve auf Bild 6, die den Feststoffgehalt im Rücklaufschlamm in Abhängigkeit vom Schlammindeix angibt, zunächst weiterhin als Anhalt dienen muß. Die Untersuchungen über die Eindickung des belebten Schlammes in dem Versuchsbecken der Emschergenossenschaft haben jedoch bestätigt, daß mit zunehmender Schlammschichthöhe die Feststoffkonzentration an der Sohle der Nachklärung ansteigt. Für einen Schlamm mit

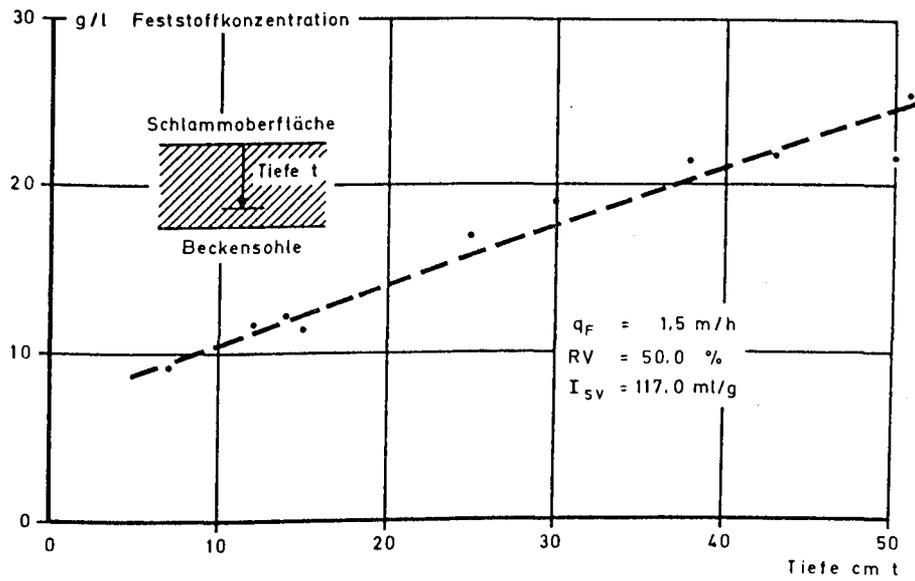


Bild 9: Feststoffgehalte in der Schlammschicht in Abhängigkeit von der Tiefe t unter der Schlammoberfläche

Nachklärbecken

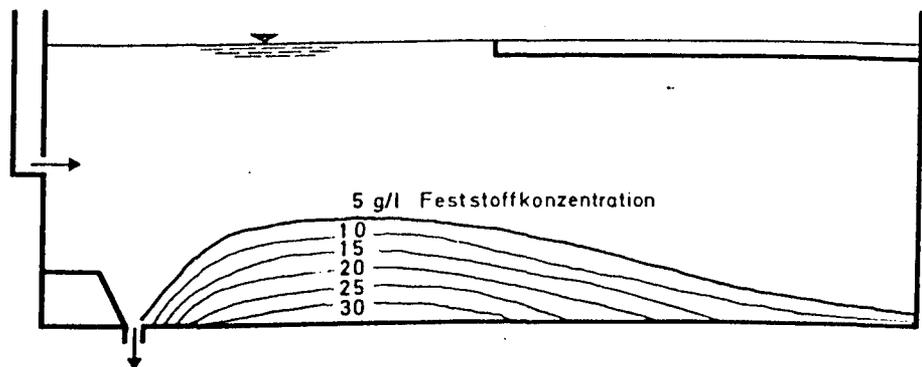


Bild 10: Feststoffkonzentrationen in den abgelagerten Schlammschichten

einem Index von 117 ml/g ist auf Bild 9 dargestellt, daß höhere Konzentrationen erreicht werden können, als sie für diesen Index auf Bild 6 angegeben sind.

Bei der diskontinuierlichen Räumung des belebten Schlammes in dem 15 m langen Versuchsbecken ergaben sich vor der Schlammräumung in den abgelagerten Schlammschichten die auf Bild 10 dargestellte Konzentrationsverteilung über die Beckenlänge. Beim Räumvorgang mit einem ausreichend hohen Räumgeschwindigkeit und Räumgeschwindigkeiten von 1 bis 4 cm/s wurde der Schlamm mit der erreichten mittleren Konzentration zum Abzugspunkt am Beckenanfang transportiert. Dort findet oft eine Verdünnung des eingedickten Schlammes im Rücklaufschlammstrom dadurch statt, daß die Abzugsmenge größer ist als die geräumte Schlammmenge, so daß zusätzlich Wasser mit abgezogen wird. Es erscheint nur notwendig, zur Klärung der Vorgänge bei der Räumung des abgesetzten belebten Schlammes in der Nachklärung weitere Untersuchungen durchzuführen und Räumsysteme zu entwickeln, mit denen auch bei niedrigen Rücklaufverhältnissen der angestrebte Schlammgehalt im Belebungsbecken eingehalten werden kann. Bisher wird nämlich zu wenig beachtet, daß das Rücklaufverhältnis einen bedeutenden Einfluß auf die Strömungsverhältnisse im Nachklärbecken hat und sich auf die Ablaufqualität auswirken kann.

5. Konstruktive und betriebliche Hinweise

Zum Abschluß meiner Ausführungen möchte ich aufgrund der bei der Emschergenossenschaft durchgeführten Untersuchungen noch einige für die Konstruktion, die Ausrüstung und den Betrieb von Nachklärbecken interessante Hinweise geben. Die Überprüfung der diskontinuierlichen Schlammräumung in einem Versuchsbecken von 15 m Länge und 1,4 m Tiefe und zusätzlich in der Betriebsanlage der Versuchsstation Klärwerk Emschermündung haben gezeigt, daß in Nachklärbecken Schlammräumwagen ebenso gut wie Bandräumer eingesetzt werden kön-

nen. Mit beiden Systemen können gleiche Räumleistungen erreicht werden, die von der Schildhöhe, der Räumgeschwindigkeit und der Rücklaufschlammförderungen abhängig sind. Bei Schlammräumwagen ergeben sich bei Schildhöhen bis etwa 60 cm und Räumgeschwindigkeit bis etwa 4 cm/s keine Störungen des Absetzvorganges, die sich bis in die Klarwasserzone auswirkten. Der Vorteil des Einsatzes von Schlammräumwagen auch bei Nachklärbecken besteht darin, daß diese kostengünstiger als Bandräumanlagen sind und daß ihre betriebliche Kontrolle und Wartung einfacher durchzuführen ist. Bei Bandräumanlagen hat sich gezeigt, daß der Verschleiß bei den Ketten und Zahnrädern dadurch reduziert werden kann, daß ihre mechanische Belastung durch Verringerung der Anzahl der Räum balken gesenkt wird. Der übliche Abstand der Räum balken von 3 bis 4 m kann auf 6 bis 8 m vergrößert werden, ohne die Räumleistung negativ zu beeinflussen.

Hinsichtlich der Sohlgestaltung von Nachklärbecken sind die im Versuchsbecken gewonnenen Erkenntnisse über das Fließverhalten des abgesetzten belebten Schlammes von Bedeutung. Bei den Untersuchungen hat sich gezeigt, daß die Räumung des belebten Schlammes nicht durch die üblichen Sohlneigungen von 1 bis 3 ‰ begünstigt wird. Nachklärbecken können daher horizontale Sohlausbildungen erhalten, da der Fließvorgang des abgesetzten Schlammes in Längsbecken allein durch die Bewegung des Räum schildes bewirkt wird, wobei sich auf der Abflußseite zum Abzugspunkt hin Schlamm Spiegelneigungen von mindestens 8 bis 15 ‰ einstellen.

Kostenaufwendig ist bei Nachklärbecken, besonders bei hohen Grundwasserständen, auch die Ausbildung tiefer Schlammtrichter. Eine wesentliche Eindickung des geräumten belebten Schlammes findet darin meist nicht mehr statt. Eine gewisse Bedeutung können sie für die Zwischenspeicherung des geräumten Schlammes bei diskontinuierlicher Schlammräumung haben, da das Räum schild des Räumwagens oft mehr Schlamm zum Beckenanfang transportiert, als dort abgezogen wird.

Aber auch ohne einen großen Schlammtrichter kann das Rückfließen des belebten Schlammes über das Räumschild verhindert werden. Die Räumgeschwindigkeit des Räumwagens ist im vorderen Beckendrittel so zu reduzieren, daß ein Gleichgewicht zwischen geräumter und abgezogener Schlammmenge erreicht wird. Bei langen Rechteckbecken empfiehlt es sich, durch unter der Beckensohle vorgezogene Schlammleitungen eine zweite Abzugsstelle im vorderen Drittelpunkt des Nachklärbeckens anzuordnen.

Mit diesen konstruktiven Hinweisen möchte ich meine Ausführungen über Nachklärbecken abschließen und gleichzeitig die Anregung geben, durch weitere Untersuchungen besonders die Zusammenhänge zwischen Belebungs- und Nachklärbecken und die Vorgänge bei der Schlammräumung zu erforschen, um auch für kritische Betriebsverhältnisse zu einer sicheren Bemessung, Gestaltung und Ausrüstung der Nachklärbecken zu kommen.

6. Literaturverzeichnis

1. Hazen, A.: On Sedimentation
Trans. A.S.C.E. 53 (1904) S. 45
2. Prandtl, L.: Führer durch die Strömungslehre
Vieweg & Sohn Verlag,
Braunschweig (1949)
3. Rouse, H.: Modern conceptions of the mecha-
nics of fluid turbulence
Trans. A.S.C.E. 102 (1937)
4. Einstein, H.A.: The bed-load function for sedi-
ment transportation in open
channel flow. U.S. Dept. of
Agri. Tech. Bull 1026 (1950)
5. Dobbins, W.E.: Effect of turbulence on sedimen-
tation Trans. A.S.C.E. 109 (1944)
S. 629
6. Camp, T.R.: Sedimentation and the design of
settling tanks.
Trans. A.S.C.E. 111 (1946) S. 895
7. Müller-Neuhaus, G.: Über Klärung und Flockung von Ab-
wasser. Gesundheits-Ingenieur 73
(1952) S. 132 u. 194
8. Müller-Neuhaus, G.: Über die Kennzeichnung der hydrau-
lischen Verhältnisse in Klärbek-
ken. Wasserwirtschaft 43 (1952/
53), S. 7
9. Groche, D.: Die Messung von Fließvorgängen in
ausgeführten Bauwerken der Abwas-
serreinigung mit Hilfe von künst-
lich radioaktiven Isotopen und ihre
Anwendung sowie Rückschlüsse auf
die Konstruktionselemente. Stutt-
garter Berichte zur Siedlungswas-
serwirtschaft (1964), H. 13
10. Knop, E.: Messung der Durchlaufzeiten von
Klärbecken mit Hilfe von radioak-
tiven Stoffen. Die Wasserwirt-
schaft, 41 (1951), H. 5, S. 117
11. Knop, E.: Über den Einfluß der Strömung auf
Flockung und Absetzvorgänge in
Klärbecken, Gesundheits-Ingenieur
73 (1952), S. 157

12. Schmidt-Bregas, F.: Über die Ausbildung von rechteckigen Absetzbecken für häusliche Abwässer. Veröff. d. Inst. f. Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, Heft 3 (1958)
13. Stobbe, G.: Über das Verhalten von belebtem Schlamm in aufsteigender Wasserbewegung. Veröff. d. Inst. f. Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, Heft 18 (1964)
14. Pflanz, P.: Über das Absetzen des belebten Schlammes in horizontal durchströmten Nachklärbecken. Veröff. d. Inst. f. Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, Heft 25 (1966)
15. Merkel, W.: Untersuchungen über das Verhalten des belebten Schlammes im System Belebungsbecken-Nachklärung. Gewässerschutz - Wasser - Abwasser, Band 5 (1971)
16. Hanisch, B.: Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik Berlin 1969, Bd. II, S. 577
17. ATV-Fachausschuß 2.5: Die Bemessung der Nachklärbecken von Belebungsanlagen. Korrespondenz Abwasser 20 (1973), H. 8
18. Hörler, A.: Entwurf Absetzbecken. Wiener Mitteilungen, Wasser - Abwasser - Gewässer, Band 4, Wien (1969)
19. Kalbskopf, K.H.: Theoretische Grundlagen, Bemessung und Verfahrensweise der Schlamm-eindickung. Gewässerschutz - Wasser - Abwasser, H. 6, Aachen (1971)

Norbert Matsché:

Belebungsverfahren mit N- und P-Entfernung

1. Einleitung

Die Anwesenheit von Stickstoff- und Phosphorverbindungen im Ablauf biologischer Kläranlagen kann durch ihre "düngende" Wirkung zu übermäßigem Pflanzenwachstum im Vorfluter führen. Beim Absterben dieser Pflanzen kommt es zu einer beträchtlichen Sekundärverunreinigung, die besonders im Falle von Seen große Probleme hervorruft. Seit einigen Jahren sind nun Bestrebungen im Gange, aus biologisch gereinigten Abläufen unter Anfügung weiterer Verfahrensschritte Stickstoff- und Phosphorverbindungen zu entfernen. Die Hinzufügung weiterer Verfahren ist neben dem finanziellen Aufwand für Bau und Betrieb der Anlagen häufig auch ein räumliches Problem, wenn eine Erweiterung von bestehenden Kläranlagen aus Platzgründen nicht mehr möglich ist. In diesem Vortrag sollen vor allem Möglichkeiten zur Entfernung von Nährstoffen aus Abwasser in bestehenden Belebungsanlagen besprochen werden, wobei besonders auf eine möglichst geringe Erweiterung dieser Anlagen Wert gelegt wird.

2. Stickstoffverbindungen im Abwasser

Der Stickstoff im Abwasser stammt im wesentlichen von den Eiweißverbindungen bzw. deren Abbauprodukten Harnstoff (org.N) und Ammonium (NH_4^+). In manchen Abwässern können auch die oxydierten Formen Nitrit (NO_2^-) und Nitrat (NO_3^-) vorkommen. Die Summe sämtlicher Stickstoffverbindungen wird als Gesamtstickstoff bezeichnet.

Für mittleres häusliches Abwasser können folgende Stickstoffwerte geschätzt werden:

| | NH ₄ -N | Org.N | Ges.N | g/E.d |
|--------------------------------------|----------------------------|-------|-------|-------|
| | mg/l oder g/m ³ | | | |
| absetzbare Stoffe | - | 10 | 10 | 2 |
| abfiltrierbare } gelöste } Stoffe | 30 | 10 | 40 | 8 |
| | 30 | 20 | 50 | 10 |

3. Grundlagen zur Entfernung von Stickstoffverbindungen

3.1 Physikalisch-chemische Verfahren

Physikalisch-chemische Verfahren, die auf der geringen Löslichkeit von Ammoniak im Wasser bei pH > 10 und seiner Austreibung mit überschüssiger Luft beruhen, werden in USA und Südafrika verwendet. Die starke Temperaturabhängigkeit (Einfriergefahr) und die im Vergleich zu den biologischen Verfahren zur Zeit hohen Kosten schließen eine Verwendung bei uns praktisch aus (BAYLEY). Daneben soll noch die Entfernung von Ammonium mittels Ionentauscher erwähnt werden, die aber noch nicht über das Versuchsstadium gediehen ist.

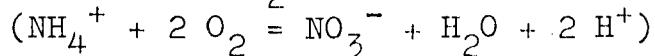
3.2 Biologische Verfahren

Inkorporation in den Schlamm

Für den ungestörten Abbau von Schmutzstoffen werden 5 Teile Stickstoff für 100 Teile BSB₅ benötigt. Unter der Annahme von mechanisch gereinigtem häuslichem Abwasser (BSB₅ ca. 200 g/m³) und 90 % Abbau in der biologischen Stufe würden daher $200 \cdot 0,9 \cdot 0,05 = 9 \text{ g N/m}^3$ für die Bildung des Schlammes benötigt (entspricht etwa dem Gehalt an org.N im Abwasser). Rund 30 g N/m³ wären noch im biologisch gereinigten Ablauf vorhanden.

Nitrifikation - Denitrifikation

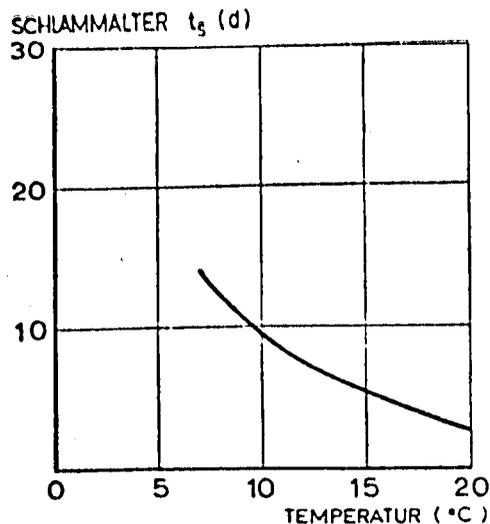
Aus dem Verlauf der BSB-Kurve weiß man, daß nach weitgehendem Abbau der Kohlenstoffverbindungen die Oxydation von $\text{NH}_4\text{-N}$ und org.N einsetzt. Dabei erfolgt die Oxydation über die Stufe des Nitrits (Nitrosomonas-Bakterien) zum Nitrat (Nitrobacter-Bakterien). Die für die Oxydation benötigte Sauerstoffmenge beträgt $4,6 \text{ g O}_2/\text{g N}$.



Diese Bakterien können nicht nur ohne organische Nährstoffe leben, sondern sie reagieren sogar empfindlich auf höhere Konzentrationen davon. Daher wird in biologischen Anlagen Stickstoff erst oxydiert (Nitrifikation), wenn die organischen Verbindungen weitgehend abgebaut sind. Nitrifizierende Bakterien wachsen wesentlich langsamer als andere Bakterien des Belebtschlammes. Um sie im Belebtschlamm halten zu können, muß der Überschussschlammabzug so gesteuert werden, daß das Schlammalter

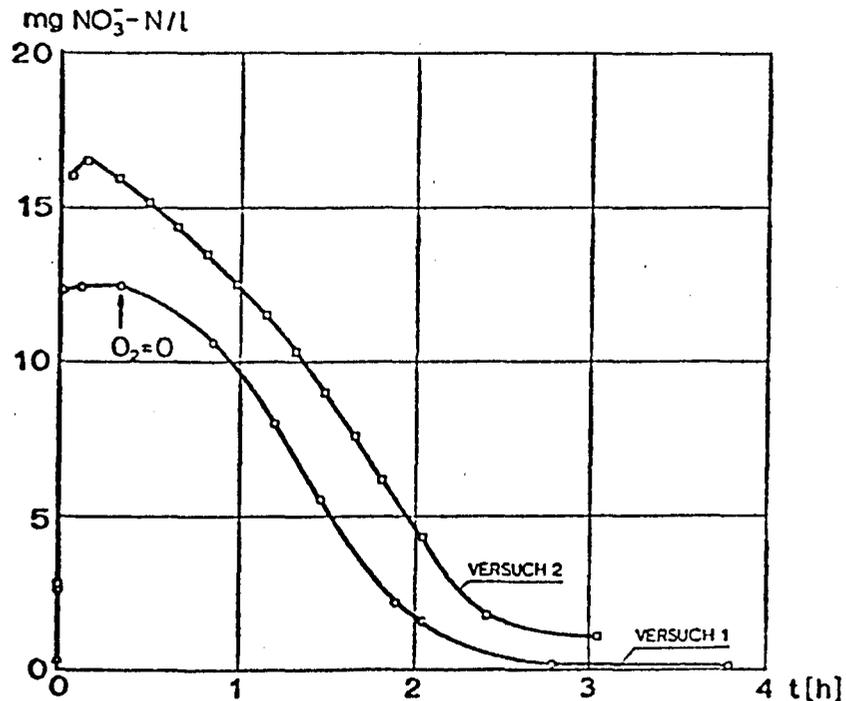
| | |
|--|-------------------|
| im Sommer (T_{BB} ca. 15°) | 2 - <u>3</u> Tage |
| im Winter (T_{BB} ca. 10°) | 4 - <u>6</u> Tage |

beträgt (WUHRMANN 1969, Züricher Abwasser). Nach DOWNING u.M. besteht folgender Zusammenhang zwischen der Temperatur im Belebungsbecken und dem zur Aufrechterhaltung von Nitrifikation erforderlichen Schlammalter:



Für die Entfernung von Stickstoffverbindungen mit biologischen Prozessen ist eine weitgehende Nitrifikation erforderlich, da die Überführung in elementaren Stickstoff, der gasförmig entweicht, nur durch Reduktion von $\text{NO}_3\text{-N}$ erfolgen kann. Dieser Vorgang heißt Denitrifikation. Während für die Nitrifikation nur eine beschränkte Zahl von Bakterien in Frage kommt, scheinen sehr viele Bakterien des Belebtschlammes in der Lage zu sein, den an Nitrat oder Nitrit gebundenen Sauerstoff an Stelle des gelösten Sauerstoffs als Wasserstoffakzeptor (zur Atmung) zu verwenden. Die zur Verfügung stehende O_2 -Menge beträgt $2,9 \text{ g O}_2/\text{g NO}_3\text{-N}$. Dabei können die denitrifizierenden Bakterien entweder Substrat von außen (Abwasser, Methanol) oder intrazelluläres Substrat (Reservestoffe) veratmen. Voraussetzung für die Denitrifikation ist die Abwesenheit von Sauerstoff (nach Untersuchungen von WUHRMANN, 1969, hemmt Sauerstoff die Denitrifikation nur bei $\text{pH} > 7$ vollständig). Bei eigenen Untersuchungen wurde die Denitrifikationsgeschwindigkeit durch die Abnahme der Nitrat-Konzentration mit einer Nitrat-Sonde gemessen. Belebtschlamm der Kläranlage Wien-Blumental wurde mit Nitrat versetzt und unter leichter Rührung der Nitratabbau kontinuierlich gemessen. Parallel dazu wurde die Nitratkonzentration chemisch kontrolliert und die Sauerstoffatmung des eingesetzten Belebtschlammes gemessen. Der Versuch 1 wurde mit luftgesättigtem Schlamm begonnen. Erst nachdem der Sauerstoffgehalt im Reaktionsgefäß auf 0 gesunken war, begann der Nitratgehalt zu sinken, wobei die Nitratatmung mit ca. $25 \text{ mg NO}_3\text{-O}_2/1.\text{h}$ die Sauerstoffatmung von $32 \text{ mg O}_2/1.\text{h}$ nur zu etwa 78 % erreichte. Ganz ähnlich waren die Ergebnisse auch bei einem zweiten Versuch: Bei einer Sauerstoffatmung von $30 \text{ mg O}_2/1.\text{h}$ wurde eine Nitratatmung von ca. $25 \text{ mg NO}_3\text{-O}_2/1.\text{h}$ gemessen (83 %) ($T = 20^\circ \text{C}$, $\text{TS}_R = 6 \text{ g/l}$).

Nitratatmung

(kontinuierliche Registrierung mit einer Orion- NO_3^- -Sonde)

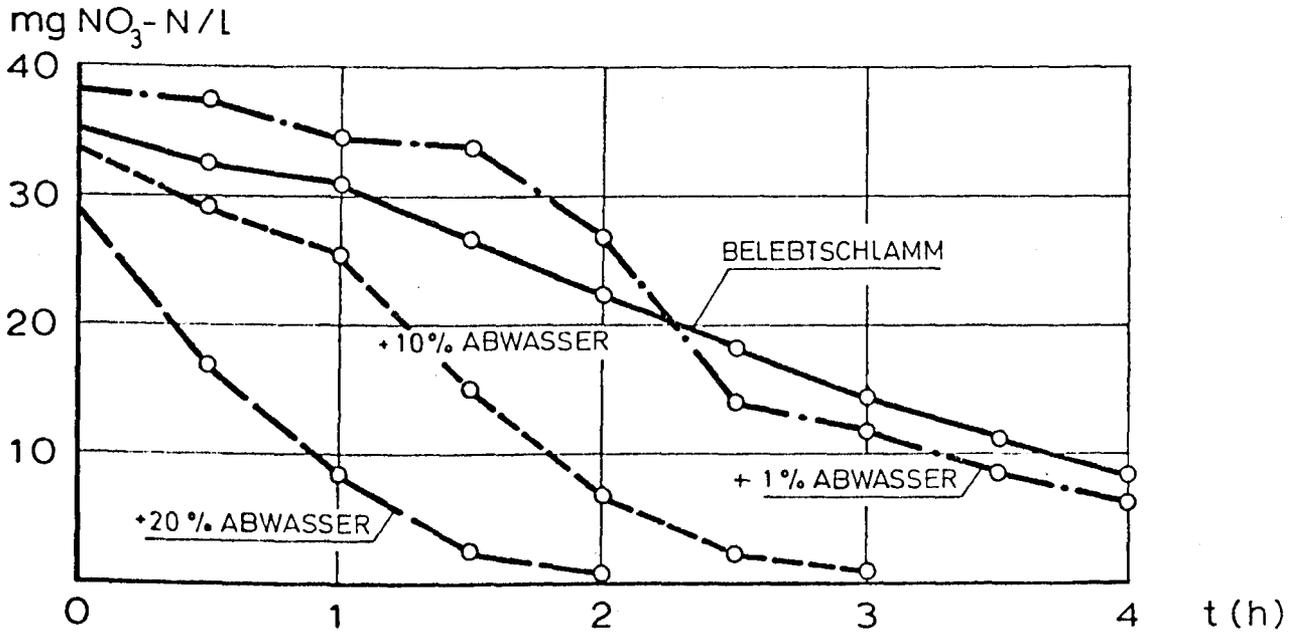
Bei der Reinigung von nitrathältigen Industrieabwässern in einer Belebungsanlage mit Denitrifikationsstufe konnte HALTRICH ohne Zufuhr von Substrat eine Nitratatmung von ca.

5 $\text{mg NO}_3\text{-O}_2/\text{g org.TS} \cdot \text{h}$ messen. (Bei einem organischen Anteil des Belebtschlammes in Wien Blumental von ca. 70 % ergibt sich ca. 6 $\text{mg NO}_3\text{-O}_2/\text{g org.TS} \cdot \text{h}$ für die Nitratatmung). Durch Substratzugabe konnte die Nitratatmung wesentlich gesteigert werden, wobei sogar Werte bis zu 60 $\text{mg NO}_3\text{-O}_2/\text{g org.TS} \cdot \text{h}$ erreicht werden konnten.

Diese Ergebnisse stimmen mit der bekannten Tatsache überein, daß die Sauerstoff-Atmung eines lange ohne Substratzugabe belüfteten Schlammes (Grundatmung) durch Substratzugabe erhöht werden kann. Sauerstoff-Atmung und Nitratatmung können also durch Substratzugabe gesteigert werden.

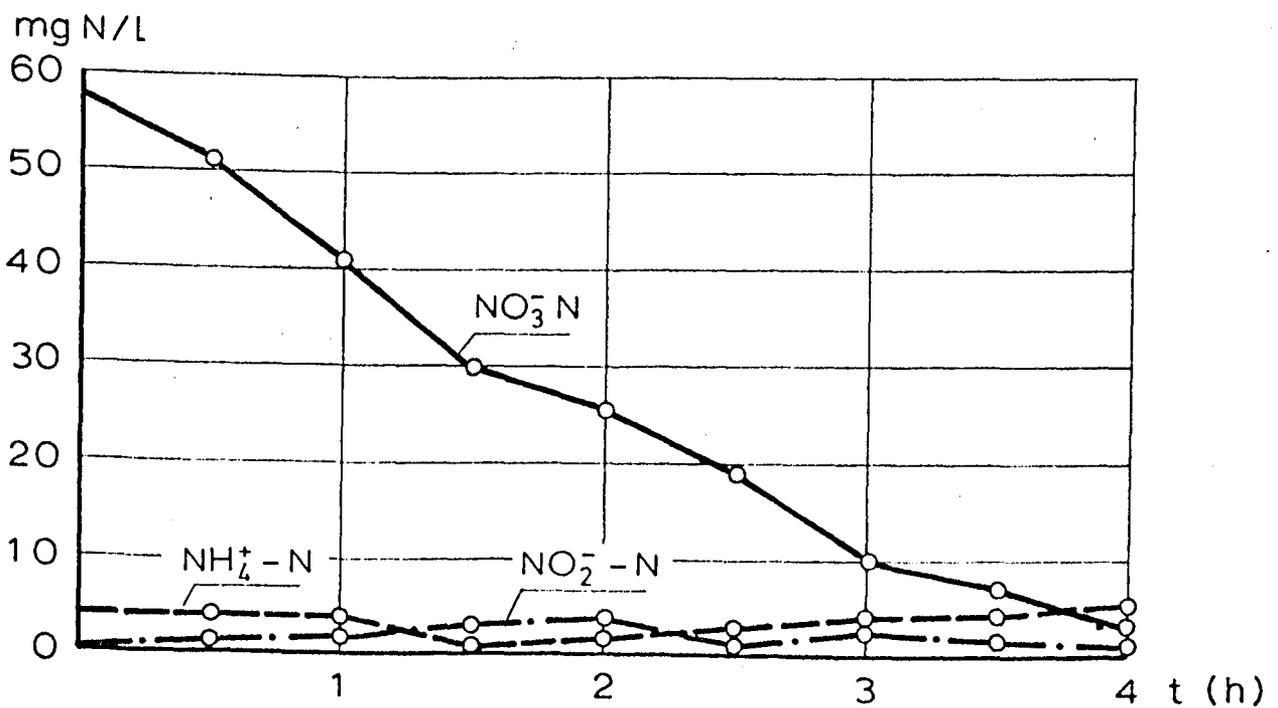
Der Einfluß der Zugabe verschiedener Konzentrationen von Abwasser auf die Denitrifikationsgeschwindigkeit geht auch aus Untersuchungen von KIFF ganz deutlich hervor.

Nitratatmung bei Zugabe von Abwasser (nach Kiff)



Dabei konnte auch gezeigt werden, daß während der Denitrifikation nur unbedeutende Mengen von Nitrit gebildet werden.

Bildung von Nitrit und Ammonium bei der Nitratatmung (nach Kiff)



4. Entfernung von N-Verbindungen beim Belebungsverfahren

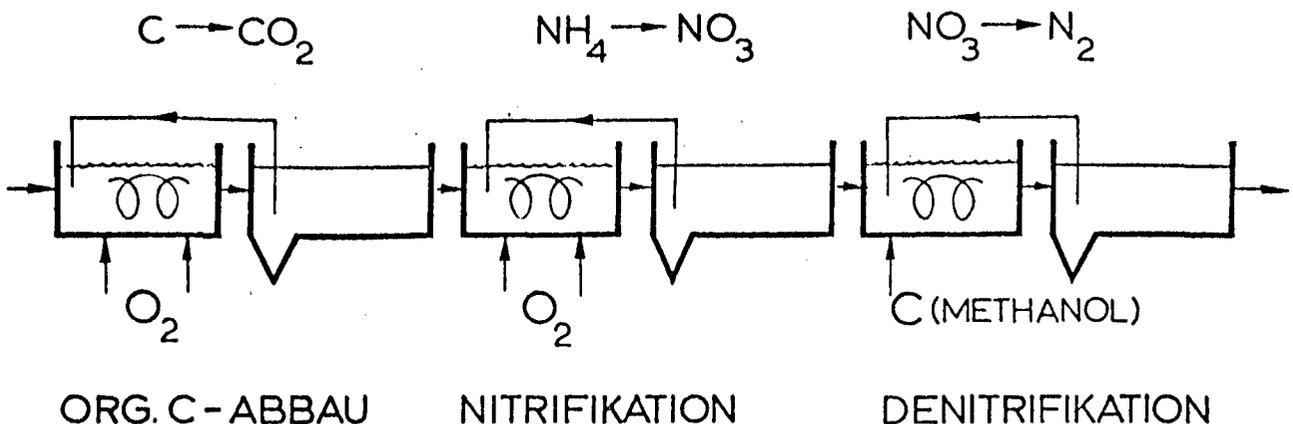
4.1 Mehrstufige Verfahren

In den USA wurde das sog. "Three-Sludge-System" - eine dreistufige Belebungsanlage zur Entfernung von N- und C-Verbindungen entwickelt (BARTH). Dabei wird in der 1. Stufe einer hochbelasteten Belebungsanlage ein Großteil der C-Verbindungen abgebaut. In der 2. Stufe wird nitrifiziert und ein weiterer Anteil der noch verbliebenen org. Verschmutzung abgebaut. In der 3. Stufe erfolgt die Denitrifikation. Es muß jedoch ein organisches Substrat (z.B. Methanol) zugegeben werden, da die Bakterien dieser Stufe aus Mangel an Nährstoffen sonst das gebildete Nitrat nur sehr langsam abbauen würden. Jede Stufe hat ein eigenes Nachklärbecken mit Schlammkreislauf. Durch Zugabe von Fe oder Al in die 1. oder 3. Stufe kann außerdem noch Phosphor weitgehend entfernt werden.

Ergebnisse einer Versuchsanlage in USA

| | Ablauf (mg/l) |
|------------------|---------------|
| BSB ₅ | 6 |
| COD | 22 |
| Ges.N | 2,4 |
| Ges.P | 0,5 |

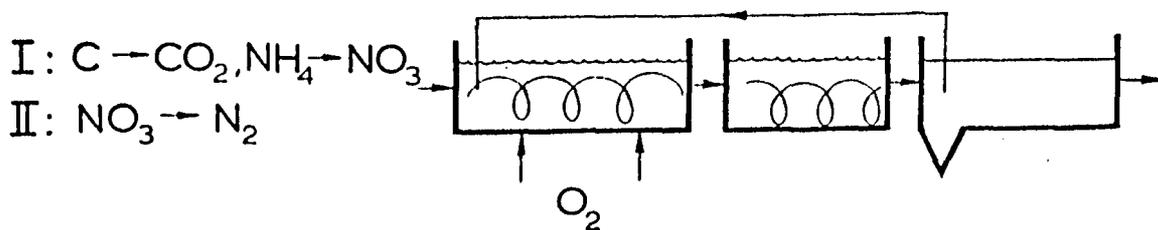
Dreistufige Belebungsanlage zur Entfernung von C- und N-Verbindungen (EPA - USA)



4.2 Einstufige Belebungsanlagen

Nachgeschaltetes Denitrifikationsbecken (System WUHRMANN 1964)

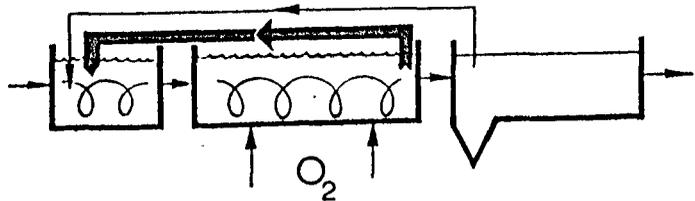
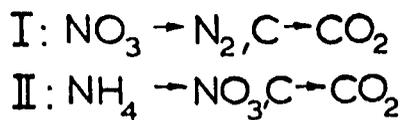
Das Abwasser wird im Belebungsbecken möglichst vollständig nitrifiziert und anschließend wird in einem Denitrifikationsbecken das gebildete Nitrat unter leichter Rührung und unter anaeroben Bedingungen abgebaut. Eine Zugabe von zusätzlichen organischen Stoffen in die Denitrifikationsstufe erfolgt nicht, es wird nur die endogene Atmung des Schlammes benützt.



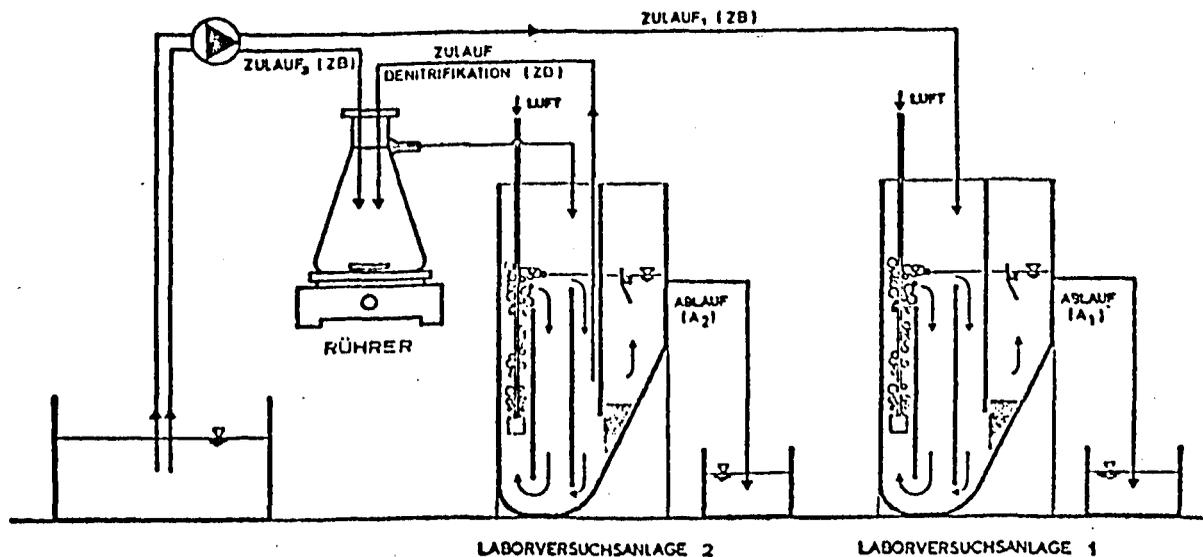
Die Untersuchungen wurden in einer Versuchsanlage im technischen Maßstab über einen Zeitraum von einem Jahr durchgeführt. Das Belebungsbecken hatte ein Volumen von $6,16 \text{ m}^3$, die Belüftung erfolgte mit Kessener Bürsten. Im nachfolgenden Denitrifikationsbecken ($V = 18,8 \text{ m}^3$) erfolgte eine langsame Rührung (4 Upm) durch ein Paddel, um ein Absetzen des Schlammes zu verhindern. Die Zulaufmenge betrug $2,5 - 3,6 \text{ m}^3/\text{h}$. Die Rücklaufschlammmenge schwankte zwischen 100 - 200 % bezogen auf den Zulauf. Im Belebungsbecken ergaben sich dementsprechend Belüftungszeiten vom 1,7 - 2,5 h (auf Zulauf bezogen), während die Aufenthaltszeiten im Denitrifikationsbecken zwischen 1,7 - 3,0 h schwankten (Zulauf und Rücklaufschlamm). Bei einem mittleren Zulauf- BSB_5 von 142 mg/l und einem Ablauf- BSB_5 von 7 mg/l wurde ein BSB_5 -Abbau von 95 % erreicht. Der Stickstoffabbau schwankte zwischen 40 - 80 %, wobei die niedrigen Abbauwerte im Winter bei Temperaturen $< 10^\circ \text{ C}$ durch mangelnde Nitrifikation begründet waren.

Vorgeschaltetes Denitrifikationsbecken

Durch Zugabe von Substrat kann die Denitrifikationsgeschwindigkeit eines Schlammes gesteigert werden. LUDZACK und ETTINGER verwendeten zu diesem Zweck den Zulauf zur Versuchsanlage, den sie zunächst in einem anaeroben, nur langsam gerührten Beckenabschnitt ihrer Versuchsanlage mit im Kreis geführtem Belebtschlamm in Kontakt brachten. Das Abwasser-Belebtschlamm-Gemisch wurde anschließend im aeroben Beckenteil belüftet, wo die organischen Schmutzstoffe abgebaut und Stickstoffverbindungen zum Nitrat oxydiert wurden. Durch die Rückführung dieses nitrathaltigen Belebtschlammes in den anaeroben Beckenteil konnte mit Hilfe des Zulaufs in relativ kurzer Zeit eine Denitrifikation und damit ein Stickstoffabbau erreicht werden.

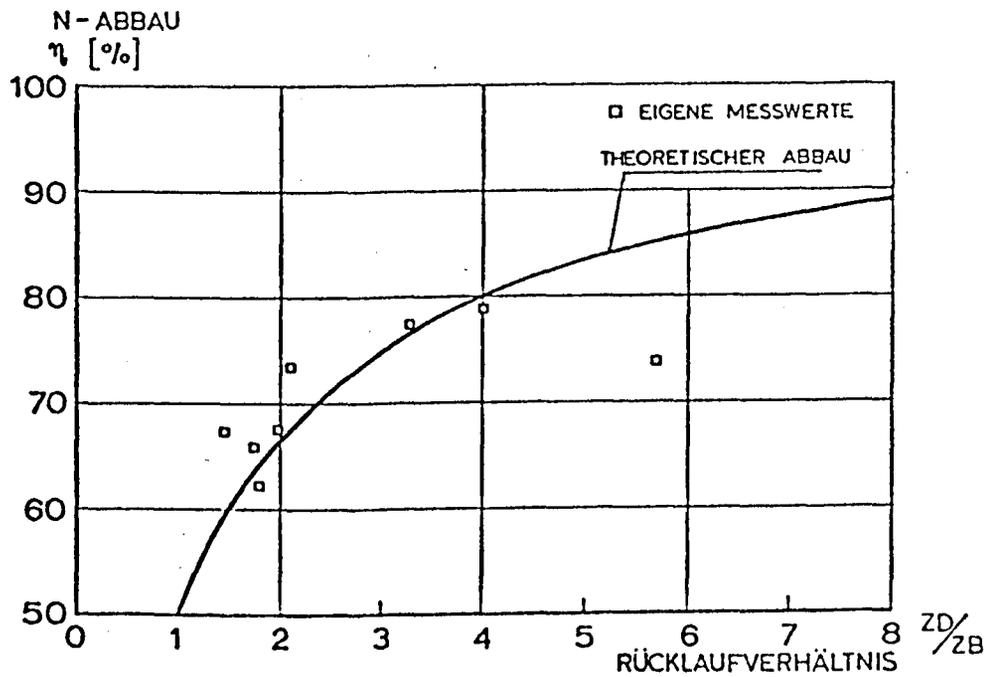


Mit einer einfachen Versuchsanordnung wurde dieses System in unserem Labor studiert. Das Volumen des Denitrifikationsbeckens betrug nur rund 20 % des Belebungsbeckens.



Unter der Annahme, daß im Denitrifikationsgefäß ein vollständiger Nitrat-Abbau erfolgt und andererseits im Belebungsbecken eine vollständige Nitrifikation erreicht wird, hängt die Stickstoffelimination nur von der Menge des im "inneren Kreislauf" gepumpten Belebtschlammes ab. Der Einfluß dieses Rückpumpens (aufgetragen als Verhältnis zum Zulauf) auf den Stickstoffabbau ist aus der folgenden Abbildung zu ersehen. Die erhaltenen Meßwerte stimmen mit der theoretischen Kurve gut überein.

Einfluß des Rückpumpens auf den N-Abbau



Nach dem gleichen Prinzip konnte KIENZLE bei Oxydationsgräben, denen ein Denitrifikationsbecken vorgeschaltet war, eine Verbesserung der Ablaufqualität erzielen. Besonders in ländlichen Gemeinden kann es bei starkem Jaucheanfall durch Nitratbildung zu einer Absenkung des pH-Wertes und damit verbunden zu Störungen bei der biologischen Reinigung kommen. Durch die Vorschaltung eines Denitrifikationsbeckens konnte die Stickstoffelimination von 30 % auf ca. 80 % gesteigert werden. Beeinträchtigungen durch niederen pH-Wert traten nicht mehr auf,

was zusammen mit dem im Denitrifikationsbecken erfolgenden Konzentrationsausgleich von Belastungsstößen zu einer deutlichen Verbesserung der Ablaufqualität führte.

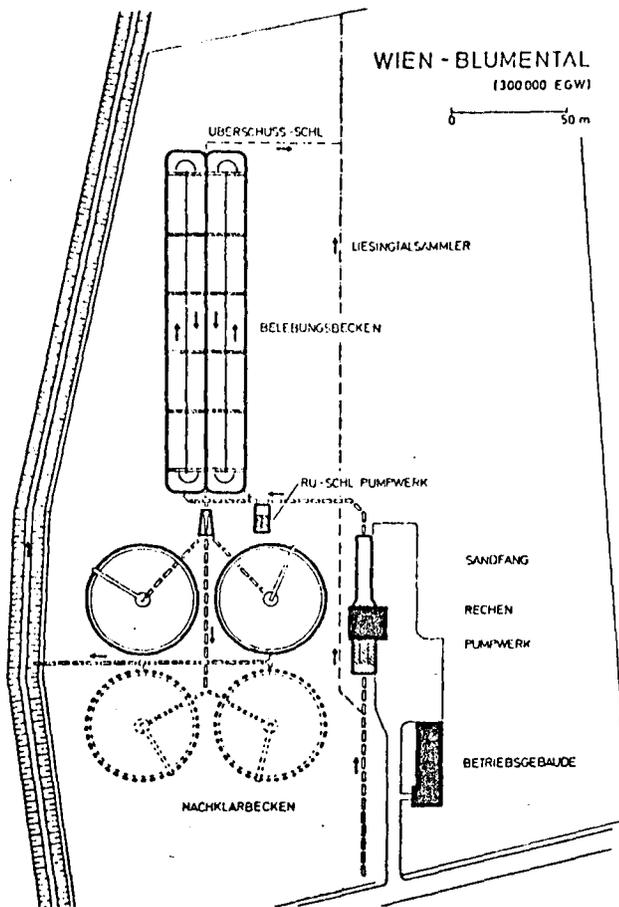
Mit einer Kombination von vor- und nachgeschaltetem Denitrifikationsbecken arbeitete BARNARD in Südafrika. Mit einer Aufenthaltszeit von insgesamt 16 Stunden erreichte er in einer Laboranlage regelmäßig über 93 % Stickstoffabbau.

Gleichzeitige Nitrifikation - Denitrifikation

Beim alternierend beschickten Doppeloxydationsgraben kommt es immer am Anfang der Belüftungsphase zu einem erhöhten Sauerstoffbedarf, der durch den Eintrag nicht gedeckt werden kann. Anwesender Nitrat-Stickstoff wird daher reduziert und es kann zu einer Stickstoffelemination bis zu 90 % kommen (PASVEER 1970).

Auch in kontinuierlich betriebenen Oxydationsgräben kann Stickstoff weitgehend eliminiert werden. Nach Untersuchungen von PASVEER (1964) an einer Anlage, bei der im Nachklärbecken Schlammauftreiben durch Denitrifikation aufgetreten war, konnte eine Verminderung des Sauerstoffeintrages um 25 % zu einem weitgehenden Nitratabbau im Oxydationsgraben und damit zu einer Verbesserung des Ablaufes führen. Die geringere Sauerstoffmenge reichte noch für den Abbau der organischen Schmutzstoffe und zur Nitrifikation, nicht jedoch für die endogene Atmung des Schlammes. Diese wurde durch den Nitrat-Sauerstoff gedeckt, wodurch ein nitratarmer Ablauf entstand. Mit dem Absinken der Temperatur im Winter kam es wieder zu einem Anstieg der Nitratkonzentration im Ablauf, was mit dem temperaturbedingten Rückgang der endogenen Atmung erklärt wurde. Eine weitere Reduktion des Sauerstoffeintrages konnte wieder zu einem Rückgang der Nitratkonzentration im Ablauf führen.

Die Kläranlage Wien-Blumental arbeitet ähnlich einem Oxydationsgraben ohne Vorklärung. Von den zwei Belebungsbecken wurde zunächst nur eines zur Abwasserreinigung verwendet, das zweite Becken diente der aeroben Stabilisierung des Schlammes.



Für Untersuchungen zur Eliminierung von Stickstoff wurden die Becken hintereinander geschaltet und im ersten Becken 4 Mammutrotoren, im zweiten Becken nur 2 Mammutrotoren betrieben. Grund dafür war die Überlegung, daß wir in Analogie zu den Untersuchungen von WUHRMANN (1964) im ersten Becken durch den erhöhten Sauerstoffeintrag eine Nitrifikation erreichen wollten. Im zweiten Becken sollte dann bei geringerem Sauerstoffeintrag eine Denitrifikation erfolgen.

Die Untersuchungen brachten folgende Ergebnisse (MATSCHIE):

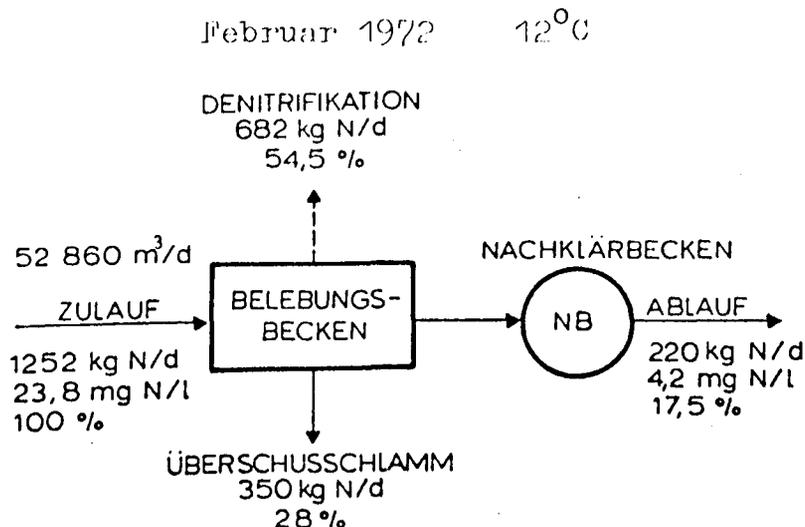
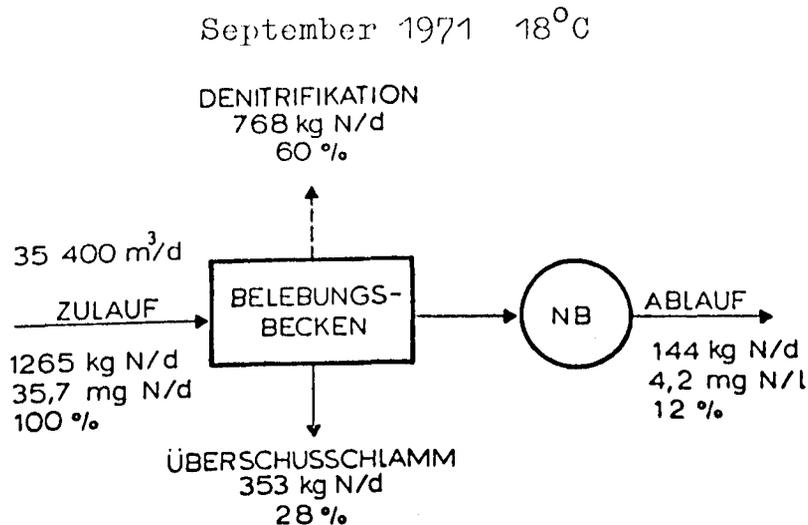
48-Stunden-Versuch 1.-3.9.1971

| | Zulauf mg/l | Ablauf mg/l | Abbau % |
|--------------------|----------------|----------------|------------|
| BSB ₅ | 251 | 13 | 95 |
| COD | 475 | 50 | 90 |
| TOC | 153 | 14 | 91 |
| Org.N | 13,8 | 0,4 | |
| NH ₄ -N | 21,8 | 3,8 | |
| NO ₂ -N | 0,2 | 0 | |
| NO ₃ -N | 0,4 | 0 | |
| Ges.N | 35,7 | 4,2 | 88 |

Während des Untersuchungszeitraumes galten folgende Betriebskennwerte:

| | Belebungsbecken | | Mittel | |
|--|-----------------|--------|--------|-------------------------|
| | 1 | 2 | | |
| Mittl. Belüftungsz. | 4,25 | 4,25 | 8,5 | h |
| mittl. (m. Rückl. Schlamm) | 1,5 | 1,5 | 3,0 | h |
| min. Belüftungszeit | 3,0 | 3,0 | 6,0 | h |
| min. (mit R-S) | 1,3 | 1,3 | 2,6 | h |
| B _R | | | 0,76 | kg/m ³ .d |
| TS _R | | | 6,7 | kg/m ³ |
| B _{TS} | | | 0,11 | kg/kg.d |
| Energieaufwand N _R | 0,88 | 0,46 | 0,67 | kWh/m ³ .d |
| O ₂ -Verbr. OV _R | 1,82 | 1,56 | 1,6 | |
| O ₂ -Gehalt | 0-1,5 | 0-1(!) | | mg/l |
| N _R : η.B _R | | | 0,93 | kWh/kg BSB ₅ |
| org. Anteil TS | | | 69 | % |
| Schlammindex | | | 85 | ml/g |
| TOC: org. TS _R | | | 0,47 | |
| N-Bel. Schlamm | | | 0,43 | g/l |
| N:TS _R | | | 6,5 | % |
| N:org. TS _R | | | 9,3 | % |

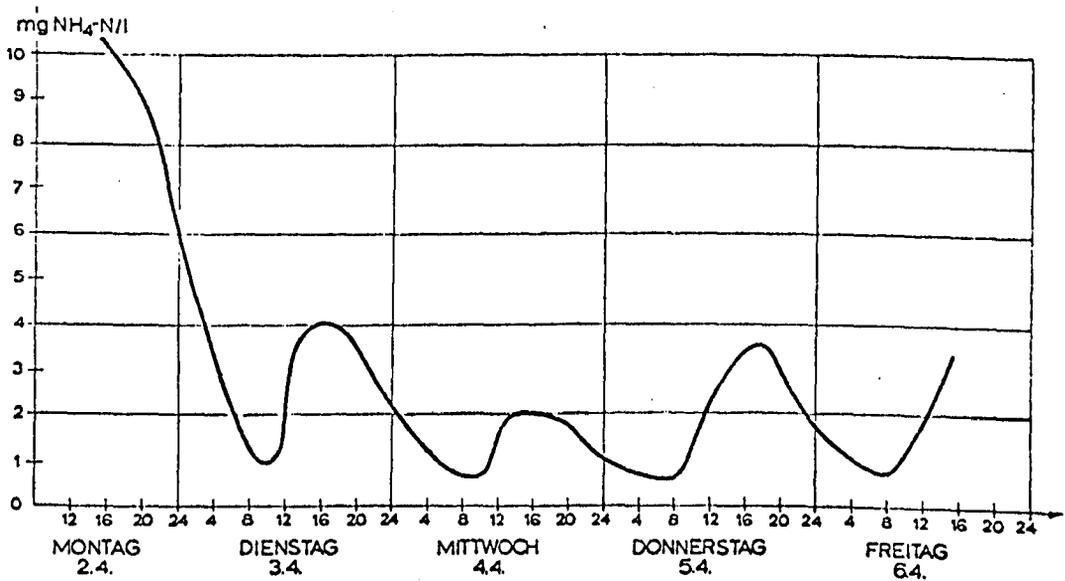
Um eine Eisbildung an der Oberfläche des zweiten Beckens zu vermeiden, wurden im Winter in jedem der beiden Becken 3 Rotoren betrieben. Die Ergebnisse einer Untersuchung im Februar 1972 bei 12°C Beckentemperatur sind zum Vergleich der Stickstoffbilanz im Sept. 1971 bei 18°C Beckentemperatur gegenübergestellt.



Auch bei niedrigeren Temperaturen und der geänderten Betriebsweise (3 + 3 Rotoren) konnte noch eine verhältnismäßig gute Stickstoff-Elimination erreicht werden.

Eine kontinuierliche Überwachung des Ablaufes der Anlage mit einer Ammoniumsonde zeigt den Verlauf der Ammoniumkonzentration während einer Woche:

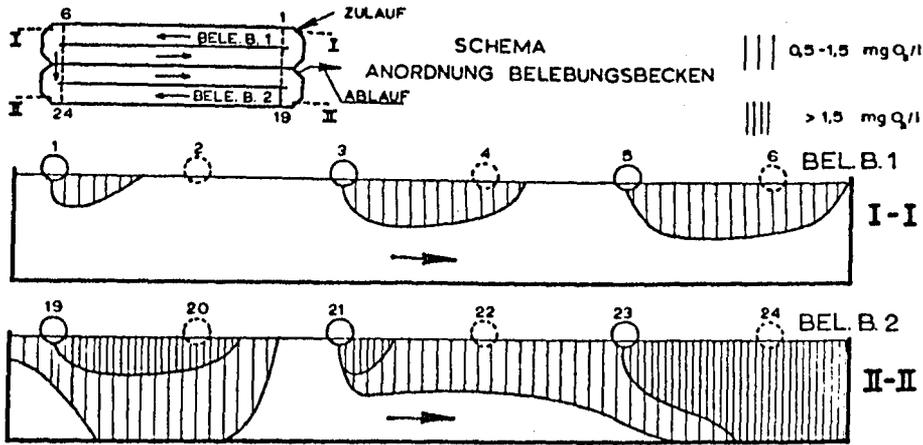
$\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Ablauf der Kläranlage Wien-Blumental
2.4. - 6.4.73
(kontinuierliche Registrierung mit einer Philips- NH_4^+ -Sonde)



Die Schwankungen sind auf die mit der Tageszeit stark wechselnden Belastungen beim Zulauf zurückzuführen.

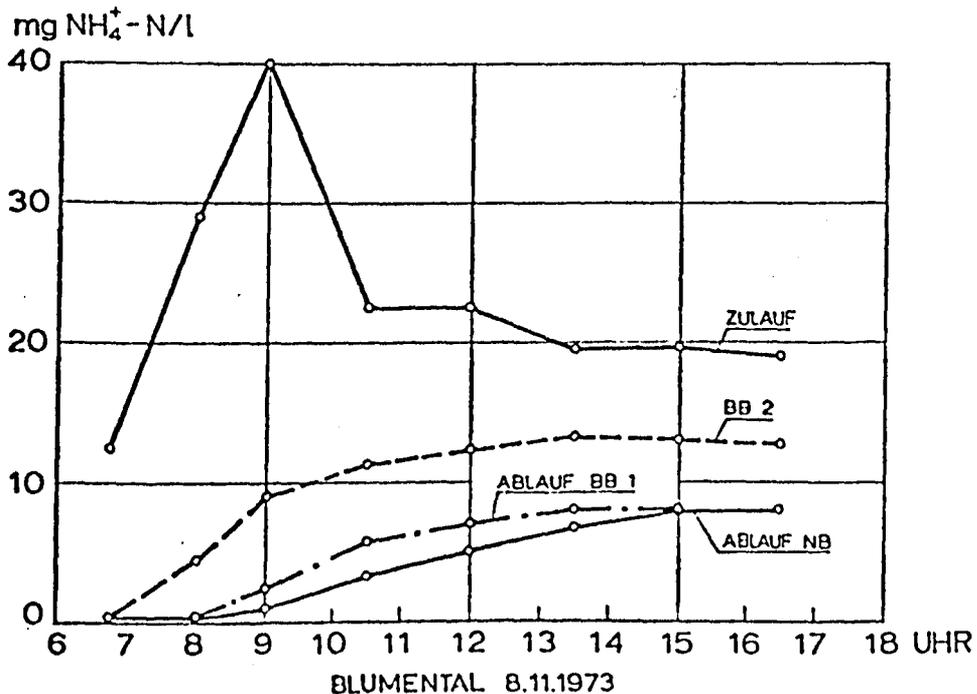
Eine Erklärung für die guten Stickstoff-Abbauergebnisse kann einerseits durch die Hypothese, die eine anaerobe Zone im Inneren der Flocke zugrunde legt, versucht werden. Dabei würde im äußeren Bereich der Flocke nitrifiziert werden und im inneren anaeroben Bereich denitrifiziert werden.

Wahrscheinlicher ist die N-Elimination auf das wechselweise Auftreten sauerstoffhaltiger und sauerstofffreier Zonen im Belebungsbecken zurückzuführen, in denen abwechselnd nitrifiziert und denitrifiziert wird.



O₂-PROFILE KLÄRANLAGE WIEN-BLUMENTAL
HERBST 1972

An Hand von Sauerstoff-Profilen kann man den Wechsel zwischen O₂-hältigen und O₂-freien Zonen deutlich sehen. Dieser Wechsel ist besonders im ersten Becken ausgeprägt. Untersuchungen über den Abbau von Ammonium-Stickstoff in den einzelnen Becken der Anlage zeigten, daß tatsächlich der Großteil im ersten Belebungsbecken abgebaut wird.



5. Phosphorverbindungen im Abwasser

Phosphorverbindungen im Abwasser stammen von Fäkalien, Waschmittelzusätzen und diversen industriellen Abläufen. Nach Untersuchungen im WPRL (Water Pollution Research Laboratory) werden etwa 1,5 - 2,0 g P/E.d ausgeschieden; dazu kommt noch der Anteil der Waschmittelphosphate, der nach Angaben von DEVEY und HARKNESS 52 - 58 % des Gesamtphosphors beträgt.

Phosphor kommt in drei Formen im Abwasser vor: Orthophosphat (PO_4^{-3}), Polyphosphat (z.B. Natriumtripolyphosphat) und in organischen Verbindungen. Im abgesetzten Abwasser liegen nach WUHRMANN (1968) nur 20 - 25 % des Ges.P als PO_4 -P vor, während sich das Verhältnis im biologisch gereinigten Ablauf auf 80 - 85 % PO_4 -P verschiebt.

Für mittleres häusliches Abwasser können folgende Phosphorwerte (Ges.P) angenommen werden:

| | Ges.P | |
|--------------------------------------|-------|-------|
| | mg/l | g/E.d |
| absetzbare Stoffe | 5 | 1 |
| abfiltrierbare } gelöste } Stoffe | 15 | 3 |
| | 20 | 4 |

6. Grundlagen zur Entfernung von P-Verbindungen

6.1 Biologische Aufnahme

Für den Abbau von 100 Teilen BSB_5 werden 0,5 - 1,0 Teile Phosphor benötigt. Bei der Reinigung von mechanisch gereinigtem Abwasser ($\text{BSB}_5 \sim 200 \text{ mg/m}^3$, $\eta = 90\%$) würden demnach in der biologischen Stufe

$$200 \cdot 0,9 \cdot 0,0075 = 1,35 \text{ g P/m}^3$$

bei der Bildung des Belebtschlammes aufgenommen (33 %).

WUHRMANN (1967) gibt 20 - 40 % P-Elimination für biologische Reinigungssysteme an, d.h. im biologisch gereinigten Abwasser wären noch 9 - 12 g P/m³ enthalten. Unter besonderen Bedingungen soll Belebtschlamm bis zu 95 % P aus dem Abwasser entfernen können. Ob dieses Phänomen der "Luxus Aufnahme" von Phosphor ein biologischer Prozeß ist oder ob es sich um Fällungsreaktionen handelt, ist nicht vollständig klar.

6.2 Fällungsverfahren

Für die Fällung von PO₄-P kommen 3 Kationen, nämlich Fe⁺³, Al⁺³ und Ca⁺² in Frage, die zur Bildung schwerlöslicher Phosphate führen. Polyphosphate und organ. Phosphorverbindungen werden dabei z.Teil ebenfalls, z.B. durch Sorption an die sich bildenden Flocken, entfernt.

Eisen:

Sowohl Fe⁺² als auch Fe⁺³ Salze können verwendet werden, wobei Fe⁺² vorher oxydiert werden muß. Unter der Annahme, daß 1 Fe⁺³ mit 1 PO₄⁻³ reagiert, muß das Fe : P Verhältnis wie 56 : 31 = 1,8 : 1 sein; günstigster pH für die Fällung etwa pH 5. Es stehen zur Verfügung:

| | | | g Fe/kg Produkt |
|--------------|---------|------------------------------------|-----------------|
| Eisenchlorid | fest | FeCl ₃ | 210 |
| Eisenchlorid | flüssig | FeCl ₃ | 140 |
| Eisensulfat | fest | Fe ₂ (SO ₄) | 200 |

Aluminium:

Reagiert 1 Al⁺³ mit 1 PO₄⁻³, muß das Gewichtsverhältnis Al : P wie 27 : 31 = 0,87 : 1 sein. Optimaler Fällungsbereich liegt bei pH 5,5 - 6,5. Wie durch Zusatz von Eisensalzen wird der pH-Wert bei der Zugabe von Aluminiumsulfat gesenkt (je höher die Wasserhärte, umso geringer der pH-Abfall bei gleicher Zugabemenge). Meist wird mit Al₂(SO₄)₃ · 18 H₂O gearbeitet (17 - 18 % Al₂O₃, 81 g Al/1 kg Produkt).

Berechnung der mindestens benötigten Fällmittelmenge für 1 kg P:

(Molverhältnis) Al : P = 1 : 1

0,87 kg Al für 1 kg P

$$\frac{0,87}{0,081} = 10,7 \text{ kg Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{ H}_2\text{O/kg P}$$

Kalzium:

Phosphat bildet in Gegenwart von Ca^{+2} und OH^- sog. Hydroxyapatit wechselnder Zusammensetzung (z.B. $\text{Ca}_{10}(\text{PO}_4)_6(\text{OH})_2$). Im Gegensatz zur Fe oder Al-Zugabe ist die Zugabemenge von Kalkhydrat nicht von der Phosphatkonzentration, sondern hauptsächlich von der Härte des Wassers abhängig. Die Abscheidung der entstehenden feinkristallinen Niederschläge erfordert ein zusätzliches Flockungsmittel (Fe, Polyelektrolyt). Am besten wird die Fällung bei $\text{pH} > 10$ durchgeführt.

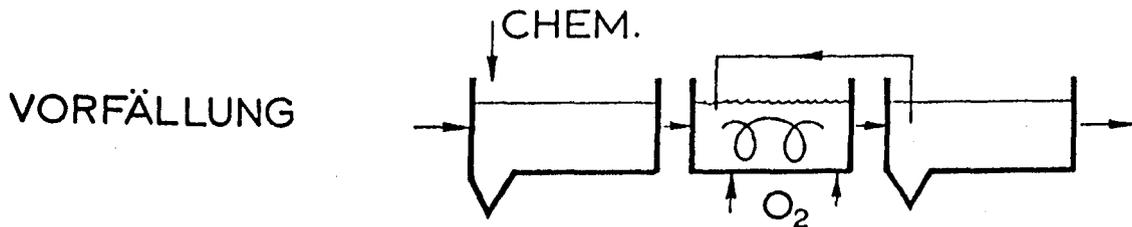
7. Entfernung von P-Verbindungen beim Belebungsverfahren

7.1 Luxus Aufnahme

Bei einigen Anlagen in den USA (San Antonio, Texas, Los Angeles, Cal.) wurden P-Eliminationswerte von über 90 % berichtet. Nach Untersuchungen von BARGMAN u.M. erfolgt die Aufnahme von Phosphor neben biologischen hauptsächlich durch chemische Prozesse. Durch eine hohe Belüftungsrate konnte CO_2 weitgehend ausgetrieben werden, so daß der pH Wert auf > 8 stieg, was die chem. Fällung durch anwesendes Fe, Al, Zn und vor allem Ca förderte. Bedingung für die gute P-Entfernung in Anlagen mit Luxus Aufnahme ist der separierte Abzug des Überschussschlammes (im Vorklärbecken würde eine Rücklösung des Phosphats durch $\text{pH} < 7$ eintreten) und die gesonderte Behandlung des Faulwassers bei Anlagen mit Schlammfäulung.

7.2 Vorfällung

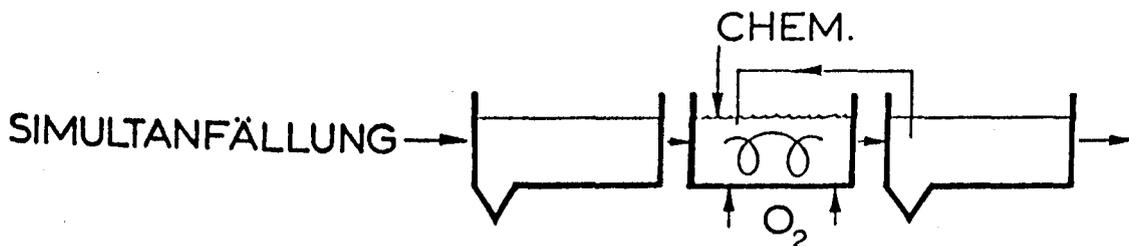
Die Chemikaliengabe erfolgt bereits im rohen Abwasser, der Fällungsschlamm wird mit dem Primärschlamm abgeschieden.



40 - 60 % der organischen Stoffe und 50 - 80 % der Phosphate werden dabei entfernt. Durch die Vorfällung kann die Überbelastung von Anlagen reduziert werden, außerdem wird die biologische Stufe vor giftigen Stoffen, z.B. Schwermetallen, geschützt, da sie mit ausgefällt werden. Erfahrungen mit der Vorfällung liegen aus Schweden mit Anlagen für 30.000, 100.000 und 235.000 EGW vor (MELKERSSON). Als Fällungsmittel wurde Aluminiumsulfat zugegeben ($100 - 130 \text{ g/m}^3$).

7.3 Simultanfällung

Die chemische Fällung der Phosphate findet direkt in der biologischen Stufe statt. Die Zugabestelle der Fällmittel kann ganz verschieden sein: im Zulauf zum Belebungsbecken, ins Becken direkt, in den Ablauf des Beckens oder in den Rücklaufschlamm. Der Fällungsschlamm und der Belebtschlamm bilden eine Einheit.



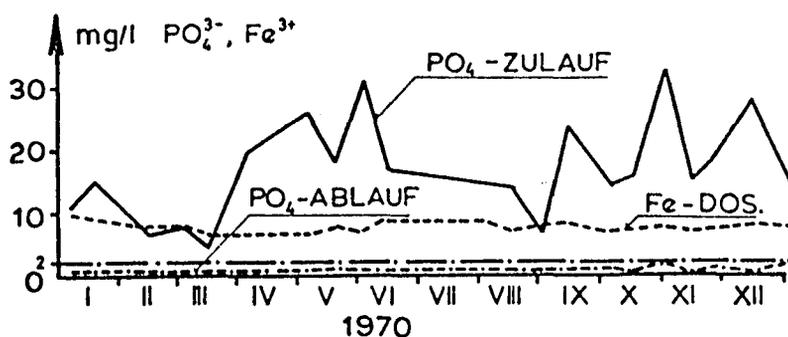
Von den 65 Kläranlagen, die 1972 in der Schweiz mit Einrichtungen zur Phosphor-Entfernung ausgerüstet waren, arbeiten 64 mit Simultanfällungsverfahren. Nach Untersuchungen von WILDI konnten dabei folgende Ergebnisse erhalten werden:

Anlage A: für 5.000 E bemessen, mit häuslichem Abwasser von rund 7.000 E belastet.

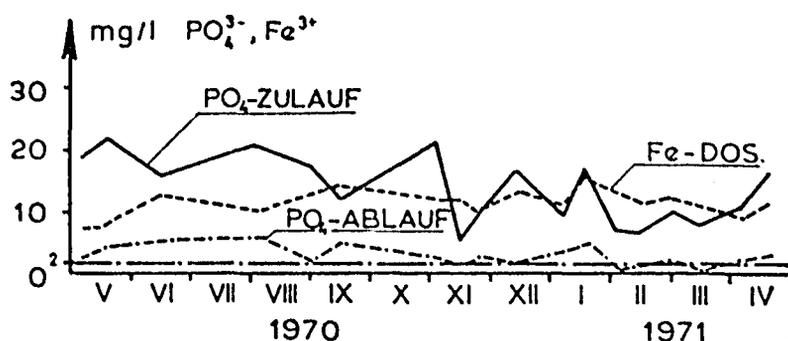
Anlage B: 22.000 angeschlossene EGW mit hohem Industrieanteil (Polyphosphate aus Textilabw.)

| | Anl. A | | Anl. B | |
|-------------------------------|--------------|-------------|--------------|-------------|
| | Jahresmittel | Tagesmittel | Jahresmittel | Tagesmittel |
| Rohwasser mg PO_4^{-3}/l | 25,6 | 0,5-40 | 15,4 | 3-22 |
| Anlageablauf mg PO_4^{-3}/l | 1,2 | 0,55-3,0 | 3,1 | 1,3-6,0 |
| PO_4^{-3} -Abbau | 95,3 | | 80 | |
| Eisendosierung mg Fe/l | 7,5 | 5,1-8,9 | 11,8 | 7,7-15,6 |

ANLAGE - A
7000 E

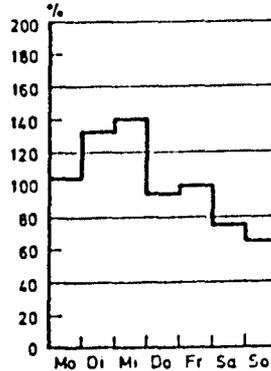
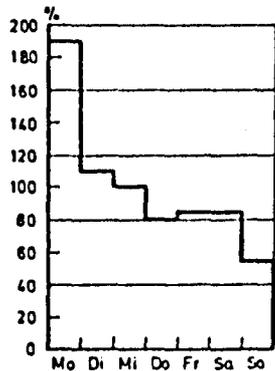
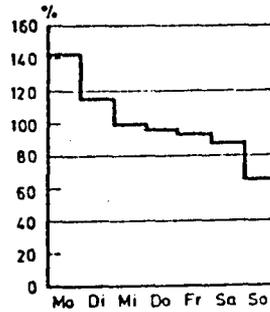
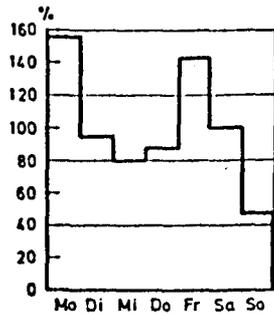


ANLAGE - B
22 000 E



Besonders bei Anlage B kam es zu stark schwankenden Phosphatfrachten im Zulauf, die eine entsprechende Anpassung in der Fe-Dosierung erfordert hätte. Kurzfristige Stoßbelastungen können beim Simultanverfahren dank der ständigen Rückführung des Eisenphosphat-Eisenhydroxid-Schlammes mit dem Rücklaufschlamm gut abgefangen werden. Schwankungen während der Tagesstunden können durch unterschiedliche Dosierungsmengen ausgeglichen werden (2/3 während der Tagesstunden, 1/3 während der Nacht dosieren). Für große Anlagen ist eine über die zufließende Phosphatfracht gesteuerte (z.B. Autoanalyser) Fällungsmittelzugabe möglich. Eine Anpassung an die von Ort zu Ort unterschiedlichen Schwankungen der Tagesfracht im Verlauf der Woche wurde im Kanton Zürich versucht. Mit transportablen Analyse-einrichtungen sollen Phosphatfrachtmessungen durchgeführt werden, die für die Aufstellung von Wochenprogrammen für die tägliche Fällmittelmenge dienen können.

Phosphatgehalt im Abwasser, Tagesfracht in Prozent des Wochenmittels (nach Wildi)



Die als Nebenwirkung erwartete 10 % Zunahme des Feststoffgehaltes beim Schlamm lag innerhalb der Schwankungen im Schlamm-anfall. Eine Erhöhung des Schlammvolumens trat nicht ein, die Eisenbeigabe schien die Schlammeindickung zu begünstigen.

LEUMANN konnte durch den aus einer Anlage mit Simultanfällung in die Vorklärung eingebrachten Überschussschlamm einen gewissen Vorfällungseffekt von 5 - 37 % des Gesamtphosphors beobachten. Eine zusätzliche Phosphatbelastung der Anlage durch Faulwasser scheint nicht einzutreten, da die gefällten Phosphate während des Faulprozesses nicht wieder in Lösung gehen.

Die in den Eidg. Richtlinien festgelegte Abflußkonzentrationen von 2 mg/l gelöstes PO_4^{-3} bzw. 1 mg ges.P/l können durch die erzielten Eliminationsraten von 85 - 90 % eingehalten werden.

Die Verwendung verschiedener Fällungsmittel beim Simultanverfahren wurden in Deutschland von HAMM untersucht. Es handelte sich um die P Entfernung aus mech. gereinigtem Abwasser der Stadt München (\emptyset BSB₅ = 143 mg/l, \emptyset Ges.P=9,3 mg/l)

| | Ablauf | | Ges.P. Elimination |
|---|--------|------------------------|-----------------------|
| | Ges.P | $\text{PO}_4\text{-P}$ | |
| ohne Fällung | 5,0 | 3,2 | 30 |
| 10- 15 g Fe/m ³ (aus FeSO ₄) | 1,1 | 0,7 | 86 |
| 20 g Fe/m ³ (aus FeSO ₄) | 0,47 | 0,25 | 94 |
| 10- 12 g Al/m ³ | 1,5 | 0,7 | 88 |
| 10- 12 g Al/m ³ + | | | |
| 125-150 g Ca(OH) ₂ /m ³ | 1,5 | 0,65 | 89 |

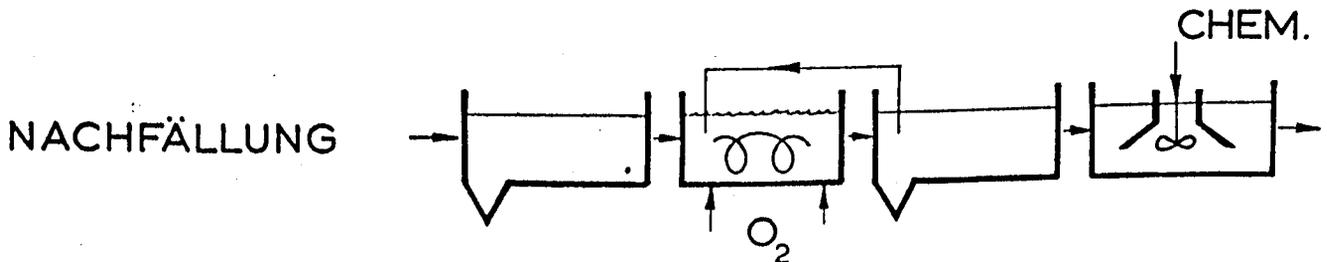
Fe⁺²-Salze werden durch die Belüftung schnell zu Fe⁺³ oxydiert. Im Gegensatz zu den Versuchen mit Al war der Ablauf mit Fe-Fällung sehr klar.

Anderen Untersuchungen zufolge (DALCQ) kann man bei der Verwendung von Eisensalzen zur Entfernung von Phosphor beim Si-

multanverfahren mit einem Atomverhältnis P : Fe von 0,9 rechnen. Mit Al werden bei vergleichbaren Abwässern auf das Molekulargewicht bezogen geringere Eliminationsraten erzielt. Es wird empfohlen, mindestens 9 - 10 g Al/m³ oder 12 - 14 g Fe/m³ Abwasser einzusetzen, was einem Mol.-Verhältnis Al : Fe von 1,3 - 1,5 entspricht. Die unter diesen Voraussetzungen erzielten Phosphor-Eliminationswerten waren nahezu gleich, sodaß die Wahl des Fällungsmittels dabei ausschließlich von wirtschaftlichen Gegebenheiten abhängt.

7.4 Nachfällung

Die chemische Fällung erfolgt getrennt von der biologischen Stufe im biologisch gereinigten Abwasser.



Es können sowohl Kalk als auch Eisen- und Aluminiumsalze als Fällmittel verwendet werden. Der resultierende Schlamm hat einen geringen organischen Anteil. Nach MELKERSSON wird mit der Nachfällung die beste Ablaufqualität erhalten, wobei neben den niedrigsten Phosphorwerten auch der niedrigste Restgehalt an organischen Stoffen erzielt werden kann. Nach diesem Prinzip arbeiten viele Anlagen in Schweden.

Von WUHRMANN liegen grundlegende Untersuchungen über den Vergleich von Simultan- und Nachfällung vor (siehe auch den Beitrag von WUHRMANN in diesem Band).

Für die Verhältnisse in Österreich sollten folgende Schlußfolgerungen gezogen werden: Beim Bau neuer Kläranlagen im Einzugsgebiet von Seen sollte der Einbau von Simultanfällungsanlagen vorgesehen werden. Es sollte aber unbedingt Platz für eine Nachfällanlage frei gehalten werden, für den Fall, daß die Anforderungen an die Ablaufqualität steigen (z.B. Ges.P < 0,5 mg/l).

8. Literatur

BARGMAN, R.D., BETZ, J.M., GARBER, W.F.:

Nitrogen-Phosphate Relationships and Removals Obtained by Treatment Processes at the Hyperion Treatment Plant.

5. Internat. Conf. Water Poll. Res. San Francisco, I-14 (1970).

BARNARD, J.L.:

Biological Denitrification. Water Poll. Contr. 72, 705-720 (1973).

BARTH, E.F.:

Design of Treatment Facilities for the Control of Nitrogenous Materials. Water Research 6, 481-483 (1972).

BAYLEY, R.W.:

Nitrogen and Phosphorus Removal, Methods and Costs.

Water Treatment and Examination 19, 294-319 (1970).

DALCQ, P., RÜTSCHI, R.:

Efficiency of Fe^{+3} and Al in Phosphorus Removal from Municipal Waste Waters. Practical Comparison at a Treatment Plant.

6. Int. Conf. Water Poll. Res., Jerusalem, B/9/18 (1972).

DEVEY, D.G., HARKNES, N.:

The Significance of Man-Made Sources of Phosphorus: Detergents and Sewage. Water Research 7, 35-54 (1973).

DOWNING, A.L., PAINTER, H.A., KNOWLES, G.:

Nitrification in the Activated Sludge Process.

J. Proc. Inst. Sew. Purif. 63, 130 - 158 (1964).

HALTRICH, W.:

Reinigung eines nitrat-haltigen industriellen Abwassers in einer Belebungsanlage mit Denitrifikationsstufe.

Münchner Beiträge Bd. 22, 92 - 108 (1972).

HAMM, A.:

P- und N-Elimination aus Abwässern - Stand und Entwicklung.
Münchner Beiträge, Bd. 24, 314 - 330 (1973).

KIENZLE, K.H.:

Steigerung und Stabilisierung der Reinigungsleistung von
schwachbelasteten Belebungsanlagen durch Denitrifikations-
becken. GWF 114, 537 - 544 (1973).

KIFF, R.J.:

The Ecology of Nitrification/Denitrification Systems in Activated
Sludge. Water Poll.Contr. 71, 475 - 484 (1972).

LEUMANN, P.:

Die Phosphatfällung im kommunalen Abwasser nach dem Simultan-
verfahren - Ihre Anwendung in der Schweiz. GWF 114, 272-283 (1973).

LUDZACK, F.J., ETTINGER, M.B.:

Controlled Operation to Minimize Activated Sludge Effluent
Nitrogen. J.W.P.C.F. 34, 920 (1962).

MATSCHE, N.:

The Elimination of Nitrogen in the Treatment Plant of Vienna-
Blumental. Water Research 6, 485 - 486 (1972).

MELKERSSON, K.A.:

Phosphorus in Chemical and Physical Treatment Processes.
Water Research 7, 145 - 158 (1973).

PASVEER, A.:

Über den Oxydationsgraben. Schweiz.Z.f.Hydrol.26, 466-484 (1964).

PASVEER, A.:

Beitrag zur Technik der Abwasserreinigung, Kostenlose Beseiti-
gung des Stickstoffs. ÖAR 15, 71-77 (1970).

WILDI, P.:

Phosphatelimination aus Abwasser unter spezieller Berücksichtigung praktischer Betriebserfahrungen mit der Simultanfällung in der Schweiz. EAS 1972, München.

WUHRMANN, K.:

Stickstoff- und Phosphorelimination. Ergebnisse von Versuchen im technischen Maßstab. Schweiz.Z.f.Hydrologie 26, 520-558 (1964).

WUHRMANN, K.:

Probleme der dritten Reinigungsstufe von Abwässern. Informationsblatt Nr. 14, Föderation Europäischer Gewässerschutz (1967).

WUHRMANN, K.:

Objectives, Technology and Results of Nitrogen and Phosphorus Removal Processes. Advances in Water Quality Improvement, University of Texas Press (1968).

WUHRMANN, K.:

Entwurf: Dritte Reinigungsstufe. Wiener Mitteilungen 4 G 1-25 (1969).

Werner Biffl:

Kunststofftropfkörper

1. Allgemeines

Das Tropfkörperverfahren ist rund 80 Jahre alt und seinerzeit aus Versuchen über die intermittierende Bodenfiltration entwickelt worden. Gelegentlich wird heute das Tropfkörperverfahren in seiner herkömmlichen Form (Abwasserreinigung mittels brockengefüllter Spültropfkörper) als veraltet und überholt angesehen, weil in erster Linie die Verstopfungsgefahr nur verhältnismäßig geringe Raumbelastungen bzw. Zulaufkonzentrationen zuläßt.

Um der Verstopfungsgefahr bei Spültropfkörpern zu begegnen, hat man schon seit mehr als 30 Jahren die verschiedensten Füllmaterialien erprobt, die gegenüber dem Hohlraumvolumen oder der spezifischen Oberfläche Verbesserungen versprachen. Gleichzeitig wurde dabei eine Gewichtsverminderung des Füllmaterials angestrebt, um Boden und Wände des Tropfkörpers zu entlasten.

Von allen untersuchten Vorschlägen haben sich bisher nur regelmäßig geformte Füllelemente aus Kunststoff durchgesetzt, die praktisch verstopfungssicher sind.

Aus verfahrenstechnischer Sicht zeichnete sich diese Entwicklung dadurch aus, daß diese Kunststoff-Füllelemente gegenüber der herkömmlichen Schlackenfüllung ein wesentlich größeres Hohlraumvolumen - es beträgt im Durchschnitt rund 95 % des Reaktionsvolumens - besitzen.

Damit wurde fast unabhängig von der Formgebung der im Laufe der Zeit entwickelten Füllelement-Typen die Verstopfungssicherheit auch unter extremen Betriebsbedingungen gewährleistet, unter anderem auch bei einer von Pilzwachstum begleiteten Entartung der Biozönose.

Das niedrige Eigenvolumen des Materials ermöglichte es weiterhin, die ehemals materialbedingt festliegende Grenze der spezifischen Oberfläche von rund $90 - 95 \text{ m}^2/\text{m}^3$ (bei herkömmlicher Schlackenfüllung mit Brockendurchmesser $40 - 80 \text{ mm}$) zu vergrößern. Heute werden Kunststoff-Füllelemente mit spezifischen Oberflächen bis zu $225 \text{ m}^2/\text{m}^3$ hergestellt (RINCKE 1971).

Um diese beachtliche spezifische Oberfläche optimal für den Ansatz von biologischem Rasen zu nützen, muß allerdings bei den verschiedenen Füllelementen ab einer spezifischen Oberfläche von rund $180 \text{ m}^2/\text{m}^3$ die Formgebung entsprechend beachtet werden (RINCKE und WOLTERS, 1970).

BORN (1971) hat in diesem Zusammenhang geometrisch wünschenswerte Querschnittsformen für Kunststoff-Füllungen näher beschrieben.

Generell lassen sich die heute hergestellten Kunststoff-Füllelemente in zwei Gruppen zusammenfassen (RINCKE 1969, BORN 1970):

- a) Füllelemente, deren Reaktionsoberflächen auf der gesamten Reaktionslänge nicht unterbrochen werden. Dazu gehören gebündelte Rohre, im weiteren runde oder eckige Großrohre, deren Querschnitte in Zellen unterteilt sind, sowie profilierte Folien, bei denen durch die Aufhängung im Tropfkörper durchgehende Reaktionsflächen entstehen.
- b) Füllelemente, deren Reaktionsflächen auf ein Bauelement begrenzt sind, z.B. Wabenelemente oder aus einzelnen Platten zusammengesetzte Pakete.

In beiden Gruppen findet man Ausführungsformen mit glatten bzw. profilierten Reaktionsflächen. Praktische Erfahrungen haben gezeigt, daß bei gleicher spezifischer Oberfläche eine spezielle Profilierung der Reaktionsflächen im Hinblick auf einen gleichmäßigeren biologischen Bewuchs bzw. hinsichtlich der Kontaktzeit keine wesentlichen Vorteile bringt (BORN, 1970).

Um allgemein die Leistung und die Grenzen des Kunststofftropfkörpers aufzuzeigen bzw. abschätzen zu können, ist im folgenden zunächst der Kunststofftropfkörper mit dem herkömmlichen Schlackentropfkörper verglichen und in der Folge ein Überblick über den vorteilhaften Einsatz von Kunststofftropfkörpern gegeben.

2. Vergleich Kunststofftropfkörper - Schlackentropfkörper

Um den Kunststofftropfkörper unmittelbar mit dem Schlackentropfkörper vergleichen zu können, ist vom Verfasser gemeinsam mit W. LENGYEL im Jahre 1969 ein Versuchstropfkörper auf der städtischen Kläranlage Baden errichtet und zur Hälfte bei einer Füllhöhe von je 4,0 m mit herkömmlicher Schlacke \varnothing 40 - 80 mm, spezifische Oberfläche 90 - 95 m^2/m^3 , und mit regelmäßig geformten, verstopfungssicheren Elementen aus Kunststoff - Höckerfolien aus Polystyrol, zu Würfeln geklebt, spezifische Oberfläche 95 m^2/m^3 - gefüllt worden (BIEFL, 1972).

Anschließend sind u.a. die Temperaturverhältnisse, die mittleren Durchtropfzeiten, die Abbauleistungen sowie der biologische Aufwuchs der beiden Füllmaterialien in Abhängigkeit von Belastung und Zulaufkonzentration ermittelt worden.

Einige Ergebnisse sind im folgenden kurz zusammengestellt: Nach der Inbetriebnahme des Tropfkörpers im Oktober 1969 und Beschickung des Tropfkörpers mit mechanisch vorgereinigtem Abwasser der Stadt Baden konnte zunächst festgestellt werden, daß die Oberfläche der Schlackenfüllung etwas schneller besiedelt wurde als die glatte Oberfläche der Kunststofffüllung.

Nach der Einarbeitungszeit waren Anfang Jänner 1970 die Reinigungsleistungen des schlackengefüllten und kunststoffgefüllten Tropfkörpers zunächst gleich gut.

Ab Mitte Jänner zeichnete sich allerdings eine zunehmende Verschlammung und Verpilzung des Schlackenkörpers ab, die sich auf die Reinigungsleistung des schlackengefüllten Teiles des Tropfkörpers nachteilig auswirkte.

Obwohl die beiden Tropfkörperfüllungen im wesentlichen mit den gleichen Polysaprobien und alpha-Mesosaprobien besiedelt waren (vergleiche Tab. 1 und 3, Bewuchs im Jänner und April 1970) und nur in quantitativer Hinsicht geringe Unterschiede feststellbar waren, ging die Reinigung nur im Schlackentropfkörper als Folge der Verstopfung des im Vergleich zur Kunststofffüllung sehr geringen Hohlraumvolumens zurück (Abb. 2) (siehe Anhang).

Die Verschlammung des Schlackenkörpers, die in erster Linie infolge von niederen Abwassertemperaturen und als Folge der Einarbeitung des Tropfkörpers während der kalten Jahreszeit aufgetreten sein dürfte, dauerte bis April an.

Die Untersuchungen des verschlammten Schlackenkörpers zeigten unter anderem, daß die Durchlüftung und damit auch der Gehalt an freiem Sauerstoff im Ablauf im Vergleich zum Kunststofftropfkörper stark zurückging. Die allgemein wesentlich bessere Durchlüftung des Kunststofffüllmaterials brachte während der kalten Jahreszeit allerdings auch eine wesentlich stärkere Abkühlung des Abwassers im Kunststofftropfkörper mit sich. Vergleichsweise gingen z.B. im Jänner und Februar 1970 die Abwassertemperaturen von rund 11°C des Tropfkörperzulaufes im Schlackenkörper auf rund 8°C , im Kunststofftropfkörper bis rund 5°C zurück. Trotzdem konnte im Kunststofftropfkörper vollbiologische Reinigung mit guten Ablaufwerten erzielt werden, während die Abbauleistung des Schlackenkörpers durch die eingetretene Verschlammung ungenügend war. Dieser Umstand läßt den Schluß zu, daß bei niederen Abwassertemperaturen nicht so sehr die verringerte Bakterienaktivität für einen Leistungs-

abfall in einem Schlackenkörper, sondern in erster Linie eine verminderte Auflockerung des biologischen Rasens und die damit verbundene Verschlammung und Verpilzung infolge Ausfalles von Makroorganismen maßgebend ist (vergl. auch PÖNNINGER, 1965) und daß bei Verwendung von verschlammungssicheren Kunststofffüllungen das Tropfkörperverfahren weniger temperaturempfindlich ist.

Im weiteren zeigten die Vergleichsuntersuchungen, daß die Kontaktzeit im Schlackenkörper - die normalerweise auf Grund der gleichen spezifischen Oberflächen annähernd gleich groß war (siehe Abb. 1) - zur Zeit der Verschlammung als Folge von Brückenbildungen und Ausbildung von Spülgängen deutlich kleiner als im Kunststoffkörper war.

Mit Beginn der wärmeren Jahreszeit ging die Verschlammung im Schlackenkörper schnell zurück und ab April 1970 waren die erzielten Abbauleistungen auch im Schlackenkörper befriedigend (siehe Abb. 3).

Bemerkenswert ist dabei, daß die Beziehung zwischen Raumbelastung und Abbauleistung (annähernd: $\eta = 93 - 0,017 B_R$, vgl. RINCKE 1967), die auf Grund von Betriebsergebnissen bei Schlackenkörpern entwickelt wurde, auch für die Kunststofffüllung mit gleicher spezifischer Oberfläche ($95 \text{ m}^2/\text{m}^3$) gilt.

Ähnlich gute Übereinstimmung hinsichtlich der Abbauleistung konnte auch an Hand der Abnahme des CSB sowie des TOC festgestellt werden. Auch die Abnahme des Keimgehaltes (siehe Abb.2) war in beiden Füllkörpern praktisch gleich gut.

Lediglich bei der Beschickung des Versuchstropfkörpers mit bereits biologisch vorgereinigtem und dadurch nur noch gering belastetem Abwasser war die Schlackenfüllung des herkömmlichen Tropfkörpers - offensichtlich durch die zusätzliche Filterwirkung - dem Kunststofftropfkörper geringfügig überlegen (vergl. DREXLER, 1973).

3. Vorteilhafter Einsatz von Kunststofftropfkörpern

Auf Grund der Verstopfungssicherheit und der großen spezifischen Oberflächen entsprechend ausgebildeter Kunststofffüllelemente bietet sich der Kunststofftropfkörper, in Erweiterung seiner ursprünglichen Zweckbestimmung als Ersatz des Schlackenkörpers, vor allem zur Reinigung hochverschmutzter organischer Abwässer aus Gewerbe und Industrie an.

Das von RINCKE (1969) aufgestellte Leistungsdiagramm (Abb. 4) kennzeichnet den Tropfkörper mit Kunststofffüllelementen als ein typisches Verfahren der Teilreinigung, das geeignet ist, pro m³ Reaktionsvolumen einen hohen BSB₅-Frachtanteil zu eliminieren.

Das Kunststofftropfkörper-Verfahren bietet dabei den besonderen Vorteil, daß diese Elimination von organischer Substanz bei relativ stabilen Betriebsverhältnissen vollzogen werden kann. Die stabilen Betriebsverhältnisse schalten z.B. Betriebsstörungen aus, die etwa beim Belebungsverfahren zur Reinigung hochverschmutzter organischer Abwässer durch Störungen im Schlammhaushalt (Blähschlamm Bildung infolge hoher Konzentration und relativ einseitiger Abwasserzusammensetzung) auftreten können (vgl. BIFFL, 1973).

Nach bisher vorliegenden Erfahrungen hat sich der Kunststofftropfkörper u.a. zur Teilreinigung von Abwässern der Nahrungs- und Getränkeindustrie, der Papierindustrie, der kunststoffproduzierenden Industrie, zur Reinigung von Abwässern, die in ihrer Zusammensetzung diesen Industrieabwässern ähnlich sind, z.B. zur Reinigung von kommunalen Abwässern mit wesentlichen Einflüssen dieser Industrien sowie schließlich selbst bei der Behandlung von Abwässern aus der Landwirtschaft bewährt.

So berichten u.a. RINCKE und NEUMANN (1969) über Erfahrungen mit einem kunststoffgefüllten Tropfkörper zur biologischen Reinigung des Abwassers einer Tierkörperverwertungsanstalt,

RINCKE und BORN (1970) allgemein über den Einsatz von kunststoffgefüllten Tropfkörpern für die Behandlung von Abwässern der Nahrungsmittelindustrie, BORN (1971) im speziellen über die Reinigung von Abwässern der kartoffelverarbeitenden Industrie sowie der Papierindustrie, GERSTENBERG (1973) über den Einsatz von Kunststofftropfkörpern zur Behandlung von Molke-reiabwässern und LOHMANN (1973) über die Reinigung von Abwässern der kunststoffproduzierenden Industrie in Kunststoff-tropfkörpern.

Über Versuche zur Reinigung von kommunalen Abwässern mit hohen Anteilen an Industrieabwässern mittels Kunststofftropfkörper berichten z.B. OFFHAUS (1972) und GERSTENBERG (1973).

In den Abbildungen 5 und 6 ist die BSB_5 -Abnahme im Kunststoff-tropfkörper bei der Reinigung von Abwässern der kartoffelverarbeitenden Industrie bzw. der Papierindustrie dargestellt (siehe Anhang).

Aber nicht nur aus betriebstechnischer sondern auch aus wirtschaftlicher Sicht bietet der Einsatz von Kunststofftropfkörpern zur Teilreinigung organisch hochbelastete Abwässer Vorteile.

Diese wirtschaftlichen Vorteile hat z.B. BORN (1970) unter Berücksichtigung der geringen Energiekosten - der Energieaufwand bei Teilreinigung beträgt im Vergleich zum Belebungsverfahren nur rund 20 % (vgl. RINCKE, 1972) - sowie der im Vergleich zum Belebungsverfahren allerdings hohen Investitionskosten (die Relation der Investitionskosten pro m^3 Reaktionsvolumen einschließlich maschineller Einrichtung liegt zur Zeit etwa in der Größenordnung Belebung : Kunststofftropfkörper = 1 : 1,6) nachgewiesen.

LOHMANN (1972) hat den kostenmäßig günstigen Einsatz des Kunststofftropfkörpers zur Teilreinigung organisch hochbelaste-

ter Abwässer bzw. die optimale Kombination von Kunststofftropfkörper zur Teilreinigung und Belebungsanlage zur nachfolgenden Vollreinigung hochbelasteter Abwässer durch eine umfassende Kostenanalyse am Beispiel des Abwassers eines kunststoffproduzierenden Industriebetriebes (Abwasserzusammensetzung siehe Tab. 4) aufgezeigt (Abb. 7 bis 12 im Anhang).

Als wesentliche Einflußgrößen hinsichtlich der Kosten wurden dabei

1. der geforderte Abbaugrad,
 2. die Abwasserkonzentration und
 3. die Anlagengröße
- als Variable betrachtet.

Die Abwasserkonzentrationen (Tab. 4) wurden durch innerbetriebliche Maßnahmen vermindert und zwischen 1000 und 10.000 mg BSB₅/l variiert, die Abbauleistung des Kunststofftropfkörpers bzw. Belebungsverfahrens mittels halbtechnischer Versuche unter Verwendung eines Versuchstropfkörpers mit Hydropak-Füll-elementen ($V = 10 \text{ m}^3$ und spezifische Oberfläche = $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$) bzw. eines Belebungsbeckens mit $1,6 \text{ m}^3$ Inhalt ermittelt.

Die Bewertung der beiden Verfahren (Kunststofftropfkörper, Belebungsverfahren) wurde dabei an Hand der Kosten pro kg abgebautem BSB₅ vorgenommen, wobei sich die zum Vergleich herangezogenen Kosten aus den investitionsabhängigen Kosten und den Energiekosten zusammensetzen.

Aufwendungen für Personal und Nebenanlagen wurden bei der Kostenermittlung nicht berücksichtigt. Zur Vereinfachung ist auch die Schlammbehandlung in die Kostenbetrachtung nicht mit einbezogen worden, obwohl hinsichtlich der Schlammbehandlung das Kunststofftropfkörper-Verfahren gegenüber dem Belebungsverfahren Vorteile aufweist (siehe auch BORN, 1970).

In den Abb. 7, 8 und 9 sind die spezifischen Abbaukosten ($1/\text{kg BSB}_5$) des einstufigen Tropfkörper- bzw. Belebungsprozesses in Form von Kostenflächen in Abhängigkeit von der Anlagengröße ($\text{kg BSB}_5/\text{h}$) und dem Verunreinigungsgrad ($\text{mg BSB}_5/\text{l}$) unter Bezugnahme auf bestimmte Wirkungsgrade aufgetragen.

Bei niedrigem Abbaugrad (Abb. 7, $\eta = 50\%$) liegen die Kosten des Tropfkörperverfahrens, dargestellt durch die Kostenfläche $\emptyset 1$, wesentlich unter jenen des Belebungsverfahrens (Kostenfläche $\emptyset 2$).

Die Schnittkurve der beiden Flächen gibt die Zustände gleicher spezifischer Abbaukosten an. Während die Kosten des Tropfkörpers mit steigender Anlagenkapazität nur wenig beeinflusst werden, nehmen die spezifischen Abbaukosten des Belebungsverfahrens mit steigender Anlagengröße deutlich ab (Abb. 7). Andererseits nehmen die spezifischen Abbaukosten des Kunststofftropfkörper-Verfahrens deutlich mit steigender Abwasserkonzentration ab, während die des Belebungsverfahrens nahezu konstant bleiben. (In diesem Zusammenhang sei festgehalten, daß RINCKE (1971) Abwässer mit Konzentrationen zwischen 600 und 7000 $\text{mg BSB}_5/\text{l}$ zur Teilreinigung in Kunststofftropfkörpern vom technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkt für zweckmäßig hält).

Die Kostenfläche des Belebungsverfahrens $\emptyset 3$ ändert sich mit höherem Abbaugrad (Abb. 8, $\eta = 75\%$) nur unwesentlich (siehe $\emptyset 2$ und $\emptyset 3$), während die Kostenfläche des Tropfkörpers $\emptyset 4$ deutlich angehoben wird. Dadurch verschiebt sich die Schnittkurve der beiden Flächen, die Kurve gleicher spezifischer Abbaukosten, zu Gunsten des Belebungsverfahrens, das nunmehr auch bei großen Kapazitäten kostengünstiger als das Kunststofftropfkörper-Verfahren arbeitet.

Der Verlauf der Schnittkurve wird in Abb. 8 im wesentlichen durch die Anlagengröße und nur in zweiter Linie durch die

Konzentrationen des zulaufenden BSB_5 bestimmt. Bei kleineren Anlagenkapazitäten arbeitet dagegen das Tropfkörperverfahren nach wie vor günstiger (siehe Abb. 8).

Bei einem einstufig geforderten Abbaugrad von 95 % (siehe Abb. 9 im Anhang) liegen schließlich die spezifischen Abbaukosten des Belebungsverfahrens (Kostenfläche \emptyset 6) im gesamten Bereich unter jenen des Kunststofftropfkörper-Verfahrens (Kostenfläche \emptyset 5).

Auf Grund dieser Kostenanalyse wird somit zunächst bestätigt, daß Tropfkörper mit Kunststofffüllungen - soferne sie als einzige biologische Behandlungsstufe eingesetzt sind - vorzugsweise zur Teilreinigung und zwar für einen BSB_5 -Abbau zwischen 50 und 70 % (siehe auch RINCKE (1971)) eingesetzt werden.

Bei der kombinierten Anordnung beider Verfahren (1. Stufe Kunststofftropfkörper, 2. Stufe Belebungsanlage) haben die Wirkungsgrade der beiden Anlagenteile (η_1 Wirkungsgrad des Kunststofftropfkörpers, η_2 Wirkungsgrad der Belebungsanlage, η_1 und η_2 gemessen am Gesamtabbau) einen wesentlichen Einfluß auf die spezifischen Abbaukosten.

In der Abb. 10 (siehe Anhang) sind die spezifischen Abbaukosten in Abhängigkeit von der Anlagengröße (Kostenfläche \emptyset 7), in Abb. 11 in Abhängigkeit von der BSB_5 -Konzentration im Abwasser (Kostenfläche \emptyset 8) aufgezeichnet.

In beiden Fällen zeigen die Kostenflächen ein deutliches Minimum zwischen den Grenzfällen der einstufigen Behandlung im Kunststofftropfkörper ($\eta_2 = 0$ bzw. $\eta_1 = 1$) und dem Belebungsverfahren ($\eta_2 = 1$ bzw. $\eta_1 = 0$), bei einer Teilreinigung im Kunststofftropfkörper mit einem Wirkungsgrad von $\eta = 50 - 70$ %.

Der Einfluß der Anlagengröße (Abb. 10) auf die Kosten ist dabei wesentlich weniger deutlich ausgeprägt, als jener der Abwasserkonzentration (Bild 11, deutlich ausgeprägtes Kostenmi-

nimum bei steigenden Abwasserkonzentrationen).

Neben Abwasserkonzentration und Anlagengröße hat der Gesamtwirkungsgrad einen wesentlichen Einfluß auf die Kostenverhältnisse (Abb. 12).

So liegen bei niedrigem Reinigungsgrad die spezifischen Abbaukosten des kombinierten Verfahrens höher als bei den entsprechenden einstufigen Verfahren. Erst mit zunehmendem Abbaugrad bildet sich allmählich ein Kostenminimum aus, das schließlich bei hoher Reinigungsleistung sehr deutlich ausgeprägt ist.

4. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird zunächst auf die Entwicklung des Kunststofftropfkörpers kurz eingegangen. In der Folge ist der Kunststofftropfkörper dem herkömmlichen Schlackentropfkörper in seiner Abbauleistung gegenübergestellt.

Schließlich werden die optimalen Einsatzmöglichkeiten des Kunststofftropfkörpers, nämlich zur Teilreinigung bzw. in Kombination mit dem Belebungsverfahren zur Vollreinigung organisch hochbelasteter Abwässer auf Grund von Leistungsdiagrammen bzw. praktischen Erfahrungen, letztlich durch eine umfassende Kostenanalyse aufgezeigt.

5. Literatur

BIFFL, W.:

Untersuchungen an einem Versuchstropfkörper, ÖWW 24 (1972),
H 1/2, S 30 - 38.

BIFFL, W.:

Abwasserprobleme in der Lebensmittelindustrie und in der Landwirtschaft. Vortrag, gehalten anlässlich des Fortbildungskurses des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft vom 7. bis 11.5.1973.

BORN, R.:

Neue verfahrenstechnische Möglichkeiten der Abwasserreinigung durch den Einsatz von Tropfkörpern mit Kunststoff-Füllelementen. Dechema-Monographien 1970, Bd. 64, S 1 - 8.

BORN, R.:

Teilreinigung organisch hochverschmutzter Abwässer durch Tropfkörperfüllmaterial mit durchgehenden Reaktionsflächen. WLB 15 (1971) H 11, S 3 - 6.

DREXLER, N.:

Über einen Versuchstropfkörper als zweite biologische Reinigungsstufe. Diplomarbeit am Institut für Wasserwirtschaft der Hochschule für Bodenkultur, Wien 1973.

GERSTENBERG, B.:

Untersuchungen über die biologische Reinigung von Abwasser in einem verstopfungssicheren, kunststoffgefüllten Versuchstropfkörper. GWF 114 (1973), H 2, S 87 - 89.

LOHMANN, J.:

Über Kostenverhältnisse bei der biologischen und thermischen Reinigung eines industriellen Abwassers. 6th International Conference on Water Pollution Research, June 18. - 23. 1972.

LOHMANN, J.:

Untersuchungen über die Reinigung eines hochbelasteten Industrieabwassers in ein- und zweistufigen biologischen Abwasseranlagen, dargestellt am Beispiel des Tropfkörper-Belebungsverfahrens. Diss.a.d.TH Aachen, 1973.

OFFHAUS, K.:

Die Abwasserbeseitigung der Stadt Schweinfurt - Ein Beitrag für den Umweltschutz. Wasser- und Abwasser-Forschung 1972, H 4/5, S 105 - 152.

PÖNNINGER, R.:

Biologische Abwasserreinigung durch Tropfkörper. Verlag der österr. Abwasserrundschau, Wien, 1965, S 99.

RINCKE, G.:

Neuere Gesichtspunkte zur Abwasserreinigung mit Tropfkörpern. GWF 108 (1967), H 24, S 667 - 673.

RINCKE, G.:

Entwurf von Tropfkörpern. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Bd. 4 (1969).

RINCKE, G. u. NEUMANN, H.:

Erfahrungen mit einem kunststoffgefüllten Tropfkörper zur biologischen Reinigung des Abwassers einer TKV. TKV-Nachrichten 21 (1969), H 2, S 13 - 18.

RINCKE, G. u. BORN, R.:

Use of Trickling Filters with Synthetic Packing Elements for Wastewater from Food Industry. International Congress on Industrial Waste Water, Stockholm 1970.

RINCKE, G. u. WOLTERS, N.:

Technology of Plastic Medium Trickling Filters. 5th International Water Pollution Research Conf. San Francisco 1970.

RINCKE, G.:

Das Tropfkörperverfahren. Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser - Gewässer, Bd. 6 (1971).

RINCKE, G.:

Stand und Weiterentwicklung des Tropfkörperverfahrens. Vortrag, gehalten anlässlich des Fortbildungskurses "Stand und Entwicklung der Abwasserreinigung", veranstaltet von der Bayer.-Biol.Versuchsanstalt vom 9. - 13.10.1973 in München.

6. AnhangTabellen und Abbildungen

Tab. 1: Versuchstropfkörper

„Biologischer Rasen“ auf der Oberfläche des Versuchstropfkörpers; gefüllt mit Kunststoff/Schlacke

| | 1970 | | | | | 1971 | | |
|---|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|---------|
| | 27. 1. | 7. 4. | 8. 6. | 22. 9. | 4. 11. | 3. 6. | 5. 8. | 15. 10. |
| Pflanzen | | | | | | | | |
| Bakterien | | | | | | | | |
| Zoogloea ramigera u. a. sp. | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 |
| Purpurbakterien | -/- | -/- | -/- | 4/5 | 4/4 | 4/3 | 4/3 | 5/4 |
| fädige Schwefelbakterien | 2/2 | 2/3 | 2/4 | 5/6 | 5/5 | 3/6 | 5/5 | 5/6 |
| Sphaerotilus natans u. a. sp. | 3/3 | 4/5 | 4/4 | 3/2 | 3/2 | 5/5 | 4/4 | 5/4 |
| Fungi | | | | | | | | |
| cf. Fusarium sp. u. a. | 7/7 | 5/6 | 4/5 | 6/6 | 6/6 | 6/4 | 6/7 | 6/6 |
| Cyanophyceen | | | | | | | | |
| Oscillatoria sp. u. a. | -/- | 1/- | 1/- | 1/- | 1/- | 2/- | 4/- | 4/2 |
| Euglenales | | | | | | | | |
| Euglena sp. | -/- | -/- | -/- | -/- | 1/- | 1/- | 1/- | 2/1 |
| Diatomeen | | | | | | | | |
| Navicula sp. | -/- | 6/- | 4/4 | 6/6 | 5/5 | 4/2 | 5/2 | 6/3 |
| Nitzschia sp. | -/- | 6/- | 4/4 | 6/6 | 5/5 | 4/2 | 5/2 | 6/3 |
| Chlorophyceen | | | | | | | | |
| cf. Chlorella sp., Cystococcus sp. u. a. | -/- | 5/- | 5/5 | 5/5 | 4/4 | 4/2 | 5/5 | 5/3 |
| Stigeoclonium tenue | -/- | -/- | 5/- | 3/- | 3/- | 4/- | 5/4 | 5/3 |
| Tiere | | | | | | | | |
| Protozoen | | | | | | | | |
| Amöben | 5/3 | 4/3 | 3/3 | 4/4 | 4/4 | 3/4 | 3/4 | 2/2 |
| Thekamöben | -/- | -/- | -/- | -/- | 2/2 | 2/2 | 2/3 | -/1 |
| Flagellaten | 5/3 | 4/3 | 3/3 | 4/4 | 4/4 | 4/4 | 4/4 | 3/3 |
| Ciliaten: alpha-mesosaprobe | 2/2 | 4/3 | 5/5 | 4/4 | 3/3 | 4/4 | 5/5 | 5/3 |
| polysaprobe | 4/4 | -/5 | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- |
| Vermes | | | | | | | | |
| Rotatorien | 3/2 | 2/2 | 2/2 | 4/4 | 3/3 | 3/3 | 4/3 | 2/2 |
| Nematoden | 3/3 | 5/2 | 4/4 | 4/4 | 3/3 | 4/4 | 5/5 | 3/3 |
| Oligochaeten (Tubificiden u. a.) | -/- | -/- | 3/6 | 5/5 | 3/3 | 3/2 | 5/3 | 2/3 |
| Arthropoden | | | | | | | | |
| Crustaceen (Copepoden) | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | 2/3 | -/- |
| Hydracarinen | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/2 | -/- |
| Dipteren (Psychoda-Larven) | -/- | -/- | 4/2 | 1/5 | 2/2 | -/3 | 2/6 | 1/3 |

Zeichenerklärung: Geschätzte Häufigkeit der Organismen: 1 = sehr selten, 2 = selten, 3 = zerstreut, 4 = ziemlich häufig, 5 = häufig, 6 = sehr häufig, 7 = massenhaft, (8 = mehr oder weniger Reinmaterial, - = kam nicht zur Anwendung).

Tab. 2: Versuchstropfkörper, Keimabnahme

| Raumbelastung g BSBs/m ³ , d | rd. 200—250 | | rd. 400—500 | | rd. 800—1000 | | rd. 1550—1800 | |
|---|--------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|--|
| | Zulauf | Ablauf Kunststoff- körper | Ablauf Schlacken- körper | Ablauf Kunststoff- körper | Ablauf Schlacken- körper | Ablauf Kunststoff- körper | Ablauf Schlacken- körper | Ablauf Städtische Belebungs- anlage Baden |
| Gesamt-Keimzahl/ml 22 °C | 5·10 ⁵ —10 ⁶ | 2·10 ⁴ | 2·10 ⁴ | 4·10 ⁴ | 5·10 ⁴ | 6·10 ⁴ | 2·10 ⁵ | 6·10 ³ —4·10 ⁴ |
| Thermophile Keime/ml 37 °C | 4·10 ⁵ —8·10 ⁵ | 10 ⁴ | 10 ⁴ | 2·10 ⁴ | 2·10 ⁴ | 4·10 ⁴ | 4·10 ⁴ | 8·10 ³ —3·10 ⁴ |
| Coliforme Keime/ml 37 °C | 10 ⁵ | 10 ³ —2·10 ³ | 10 ³ | 10 ⁴ | 10 ⁴ | 10 ⁵ | 5·10 ⁴ | 5·10 ³ —10 ⁴ |
| Coliforme Keime/ml 44 °C | 10 ⁵ | 10 ³ | 10 ² | 10 ⁴ | 10 ³ | 10 ⁶ | 10 ⁵ | 10 ³ —10 ⁴ |
| Fäkalstreptokokken/ml | 10 ⁴ | 10 ² | 10 ² | 10 ² | 10 ² | 10 ³ | 10 ³ | 10 ² |

Tab. 3: Versuchstropfkörper

Ausgespülter „Biologischer Rasen“ in den Abläufen des Versuchstropfkörpers; gefüllt mit Kunststoff/Schlacke

| | 1970 | | | | 1971 | | | |
|---|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|---------|
| | 27. 1. | 7. 4. | 8. 6. | 22. 9. | 4. 11. | 3. 6. | 5. 8. | 15. 10. |
| Pflanzen | | | | | | | | |
| Bakterien | | | | | | | | |
| Zoogloea ramigera u. a. sp. | 6/5 | 6/5 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 | 6/6 |
| Purpurbakterien | -/- | -/- | -/- | -/- | 1/- | 1/- | 2/- | 3/- |
| fädige Schwefelbakterien | 6/6 | 4/6 | 3/6 | 6/5 | 4/4 | 3/3 | 3/5 | 5/5 |
| Sphaerotilus natans u. a. sp. | -/- | 4/2 | 3/3 | 2/2 | 2/2 | 3/3 | 3/3 | 4/4 |
| Fungi | | | | | | | | |
| cf. Fusarium sp. u. a. | 1/1 | 2/2 | 2/1 | 1/3 | 3/3 | 3/2 | 5/2 | 4/3 |
| Cyanophyceen | | | | | | | | |
| Oscillatoria sp. u. a. | -/- | -/- | -/- | 2/- | -/- | -/- | -/- | 1/- |
| Euglenales | | | | | | | | |
| Euglena sp. | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- |
| Diatomeen | | | | | | | | |
| Navicula sp. | -/- | -/- | -/2 | 3/1 | -/- | -/- | -/- | -/- |
| Nitzschia sp. | -/1 | -/- | -/2 | 3/1 | -/- | -/- | -/- | -/- |
| Chlorophyceen | | | | | | | | |
| cf. Chlorella sp., Cystococcus sp. u. a. | -/- | -/- | 1/2 | 4/1 | -/- | -/- | -/- | -/- |
| Stigeoclonium tenue | -/- | -/- | 1/- | 3/- | -/- | -/- | 2/- | 1/- |
| Tiere | | | | | | | | |
| Protozoen | | | | | | | | |
| Amöben | 4/4 | 4/4 | 3/3 | 4/3 | 4/5 | 4/3 | 3/4 | 3/3 |
| Thekamöben | -/- | -/- | -/- | -/- | -/3 | 2/2 | 3/3 | 1/2 |
| Flagellaten | 4/4 | 4/4 | 3/3 | 4/4 | 4/5 | 4/3 | 4/4 | 4/3 |
| Ciliaten: alpha-mesosaprobe | 4/5 | 5/3 | 5/5 | 5/5 | 6/5 | 4/4 | 4/4 | 5/4 |
| polysaprobe | -/3 | -/4 | -/3 | -/- | -/- | -/- | -/- | -/- |
| Vermes | | | | | | | | |
| Rotatorien | 3/3 | 5/3 | 4/3 | 5/4 | 5/5 | 3/3 | 4/3 | 4/3 |
| Nematoden | 6/5 | 5/4 | 5/4 | 5/4 | 5/5 | 4/4 | 4/4 | 5/5 |
| Oligochaeten (Tubificiden u. a.) | -/- | -/- | 2/4 | 2/2 | 4/4 | 4/2 | 4/2 | 2/2 |
| Arthropoden | | | | | | | | |
| Crustaceen (Copepoden) | -/- | -/- | -/- | -/2 | 1/- | 2/2 | 3/3 | 2/2 |
| Hydracarinen | -/- | -/2 | -/- | 2/2 | 2/- | -/- | 1/- | 1/1 |
| Dipteren (Psychoda-Larven) | -/- | -/3 | 5/4 | 2/3 | 3/2 | 2/2 | 2/2 | 2/2 |

Zeichenerklärung: Geschätzte Häufigkeit der Organismen: 1 = sehr selten, 2 = selten, 3 = zerstreut, 4 = ziemlich häufig, 5 = häufig, 6 = sehr häufig, 7 = massenhaft, (8 = mehr oder weniger Reinformmaterial, - = kam nicht zur Anwendung).

Tab. 4:

| | |
|------------------|----------------------|
| BSB ₅ | 24.000 - 28.000 mg/l |
| CSB | 30.000 - 35.000 mg/l |
| C _{org} | 15.000 - 17.500 mg/l |
| N, P | nicht nachweisbar |
| Salze | 0,3 - 0,4 g/l |
| pH | 4 - 5 |

Das Abwasser enthält im wesentlichen niedere und höhere gesättigte Kohlenwasserstoffe sowie niedere Alkohole, vorwiegend Isopropanol und Butanol.

Da das Abwasser keine Nährstoffe enthält, mußte für den biologischen Abbau zum Ausgleich der Nährstoffbilanz N und P im Verhältnis BSB₅ : N : P = 100 : 5 : 1 zugegeben werden.

Charakteristische Daten des Abwassers der kunststoffproduzierenden Industrie, das von LOHMANN (1973) für die Abbauversuche als Grundlage der Kostenanalyse herangezogen wurde.

Abb. 1: Versuchstropfkörper, Kontaktzeit

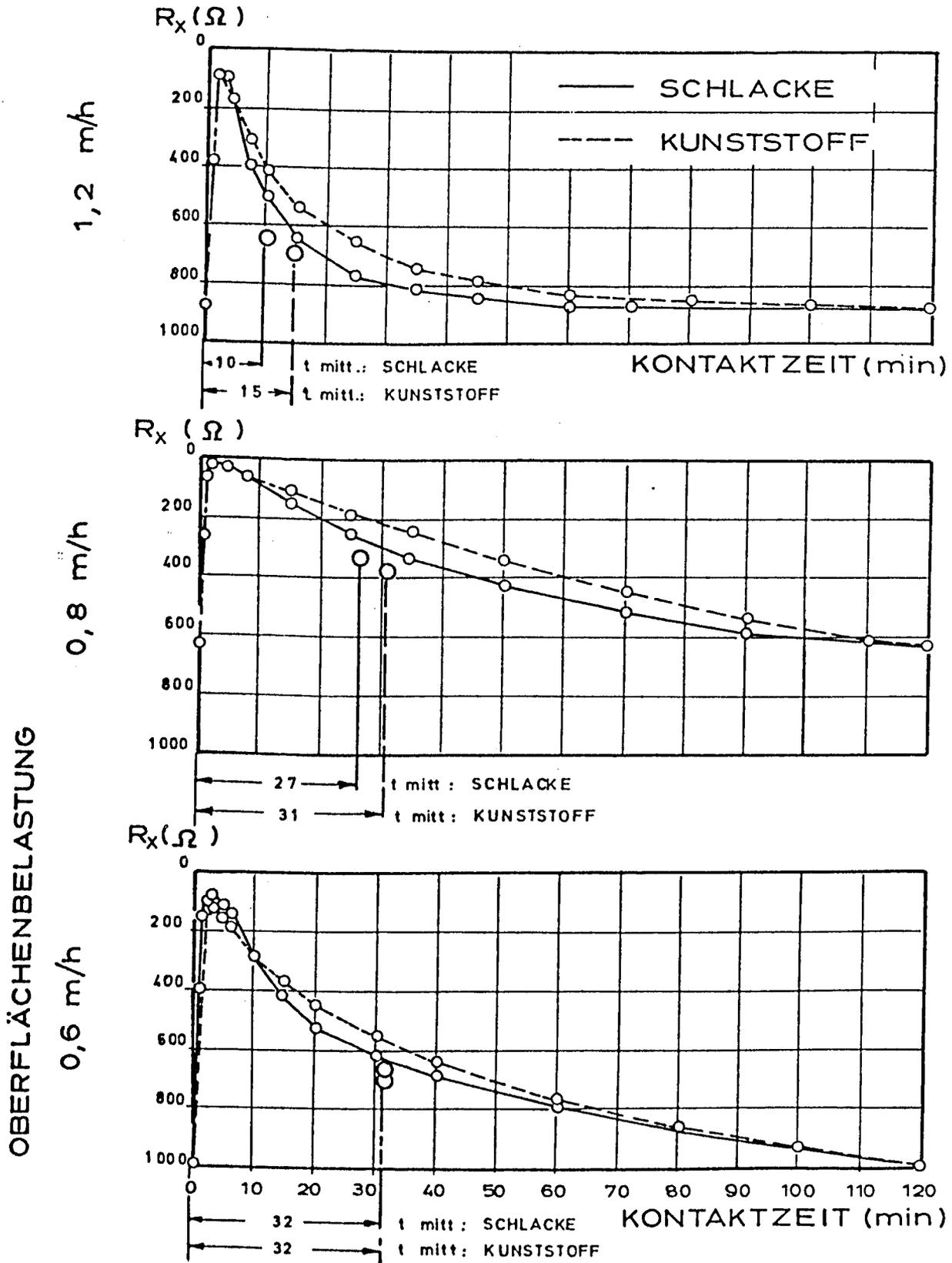


Abb. 2:
 Versuchstropfkörper,
 Raumbelastung und Abbau-
 leistung von Jänner 1970
 bis April 1970

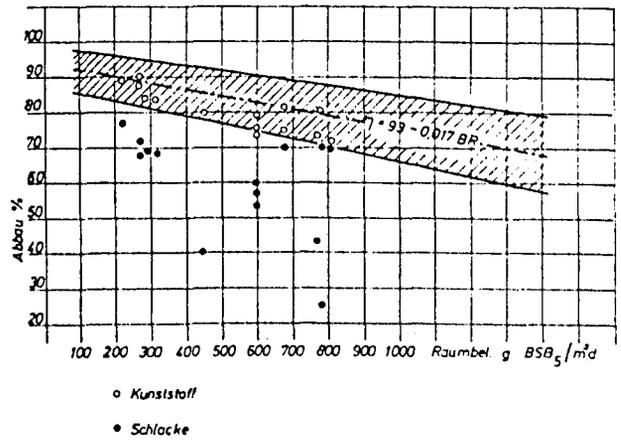


Abb. 3:
 Versuchstropfkörper,
 Raumbelastung und Abbau-
 leistung von April 1970
 bis Oktober 1971

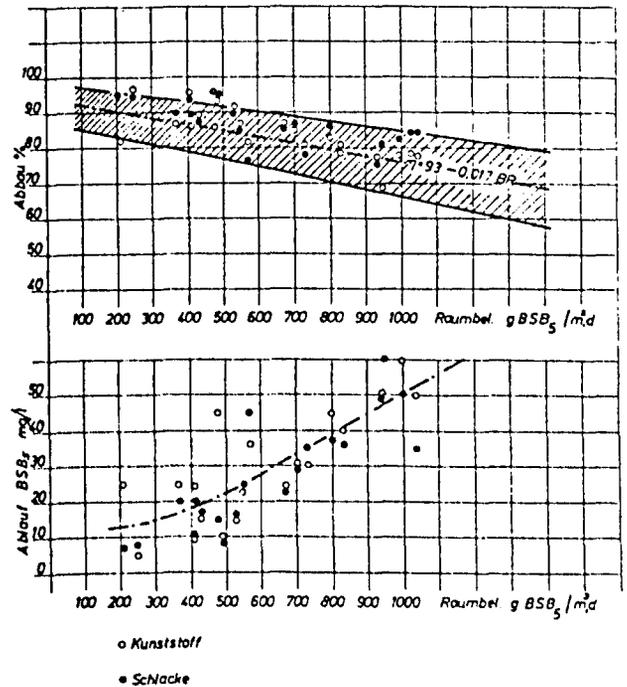


Abb. 4:

Kunststofftropfkörper, Leistungsdiagramm nach RINCKE (1971)

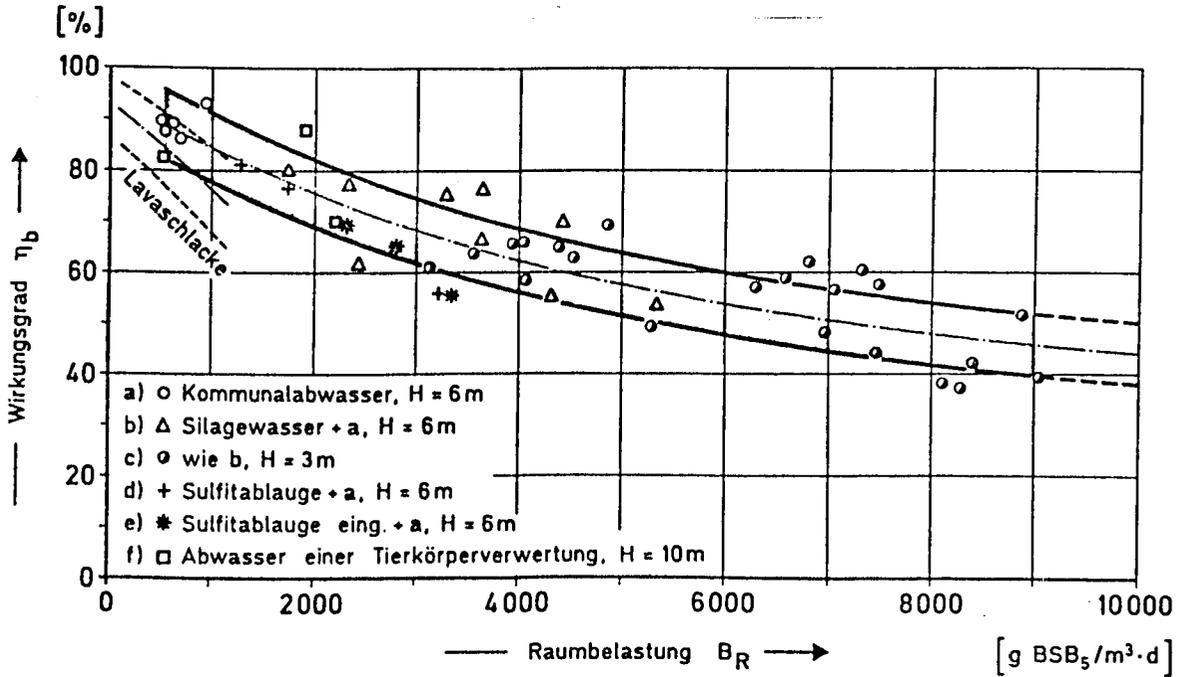
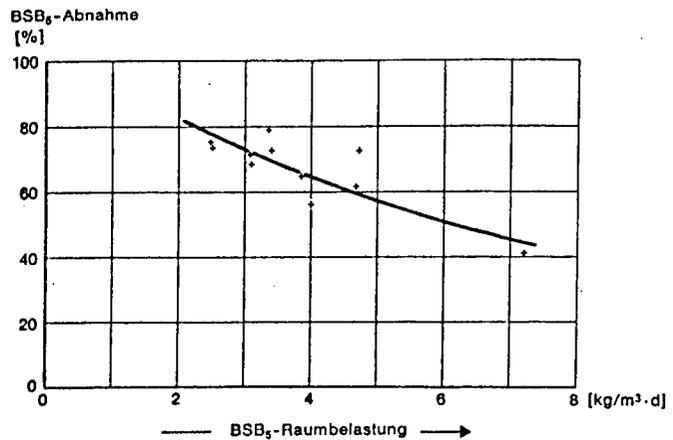


Abb. 5:

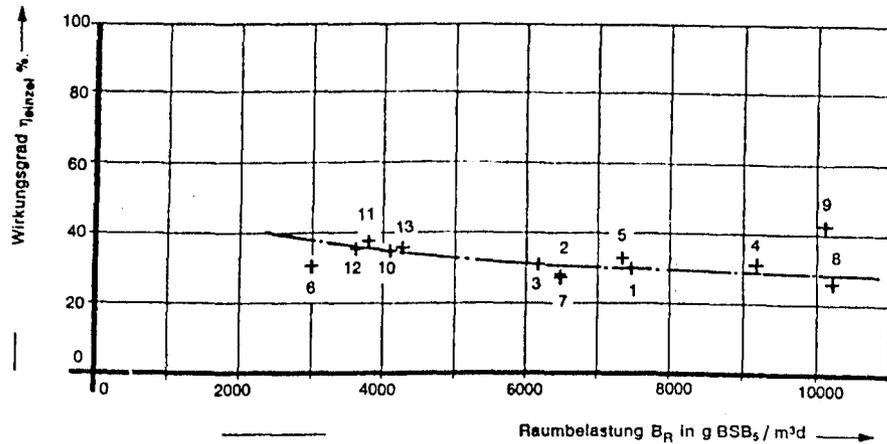
BSB₅-Abnahme bei Abwässern der kartoffelverarbeitenden Industrie im Kunststofftropfkörper (BORN 1971)



Es wird in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen, daß zur Bemessung von Kunststofftropfkörpern - wie bereits u.a. von GERSTENBERG (1973) vorgeschlagen - nicht nur wie bisher die Raumbelastung, Oberflächenbelastung usw., sondern künftig auch die spezifische BSB₅-Flächenbelastung B_{Fm} ($g\ BSB_5/m^2 \cdot d$) als Bemessungsparameter herangezogen werden sollte, um den unterschiedlichen spezifischen Oberflächen der einzelnen Kunststoffüllungen (Schwankungsbreite zwischen 90 und $225\ m^2/m^3$) entsprechend Rechnung zu tragen.

Abb. 6:

BSB₅-Abnahme bei Abwässern der Papierindustrie im Kunststoff-tropfkörper (BORN 1971)



| Versuch - Nr. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
|--|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| RV (%) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 200 | 200 | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 | 500 |
| B _R (kg BSB ₅ / m ³ d) | 7,5 | 6,5 | 6,2 | 9,2 | 7,4 | 3,0 | 6,5 | 10,2 | 10,1 | 4,1 | 3,8 | 3,6 | 4,3 |
| C ₁ =C _{org} (mg BSB ₅ / l) | 1192 | 1171 | 1054 | 1120 | 912 | 1105 | 1009 | 1065 | 1208 | 1043 | 1040 | 1007 | 980 |
| C ₂ =C _{abgebaut TX} (mg / l) | 1192 | 1171 | 1054 | 1120 | 912 | 834 | 800 | 755 | 744 | 555 | 542 | 528 | 506 |
| C ₃ =C _{abgebaut TX} (mg / l) | 838 | 842 | 729 | 770 | 610 | 585 | 584 | 557 | 274 | 364 | 334 | 338 | 324 |
| η _{tropfen} = $\frac{C_2}{C_1} \cdot 100$ (%) | 30 | 28 | 30 | 31 | 33 | 30 | 27 | 26 | 43 | 35 | 38 | 36 | 36 |
| η _{gesamt} = $\frac{C_3}{C_1} \cdot 100$ (%) | 30 | 28 | 30 | 31 | 33 | 47 | 41,5 | 53,7 | 77,2 | 65 | 68 | 65 | 67 |

Abb. 7:

Kostenvergleich zwischen Kunststofftropfkörper - und Belebungsverfahren bei Teilreinigung von 50 % gemessen am BSB₅-Abbau (LOHMANN 1972)

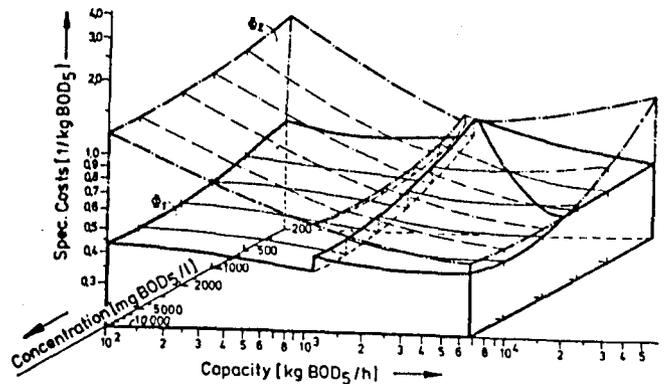


Abb. 8:
 Kostenvergleich zwischen Kunststofftropfkörper - und Belebungsverfahren bei Teilreinigung von 75 %, gemessen am BSB_5 -Abbau (LOHMANN 1972)

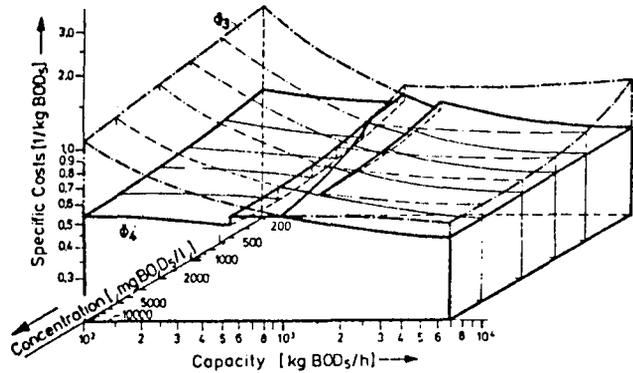


Abb. 9:
 Kostenvergleich zwischen Kunststofftropfkörper - und Belebungsverfahren bei einem BSB_5 -Abbau von 95 % (LOHMANN 1972)

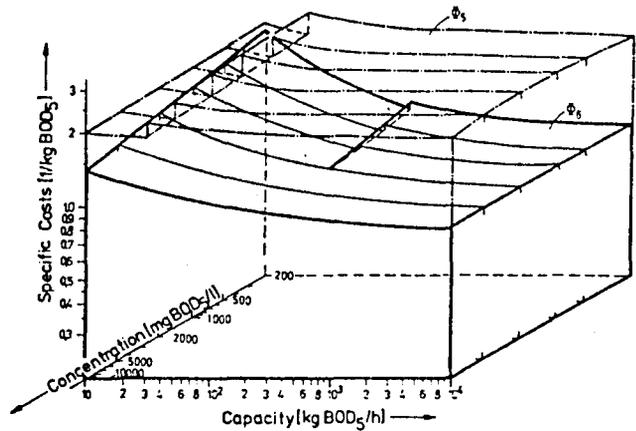


Abb. 10:
 Kombination Kunststofftropfkörper (1. Stufe) und Belebungsverfahren (2. Stufe). Spezifische Kosten je kg BSB_5 -Abbau in Abhängigkeit von der Anlagengröße (LOHMANN 1972)

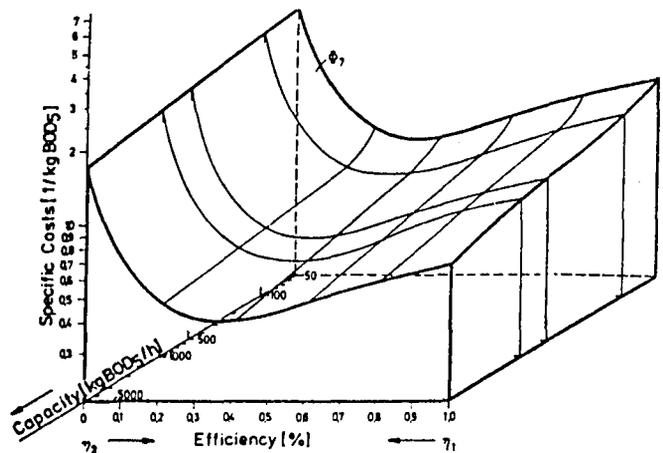
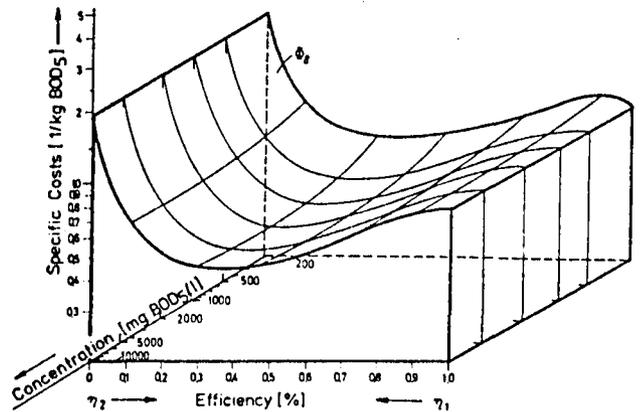
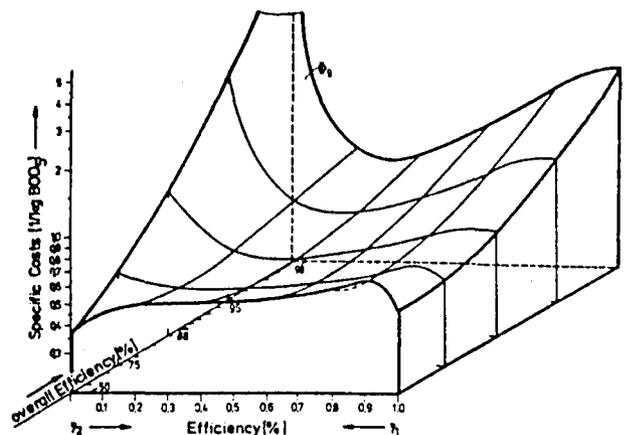


Abb. 11:
 Kombination Kunststoffropfkörper (1. Stufe) und Belebungsverfahren (2. Stufe). Spezifische Kosten je kg BSB₅-Abbau in Abhängigkeit von der BSB₅-Konzentration im Zulauf (LOHMANN 1972)



η_0 Gesamtwirkungsgrad
 $\eta_0 = \eta_1^+ + (1 - \eta_1^+) \cdot \eta_2^+$
 η_1^+ Abbau im Tropfkörper
 $(1 - \eta_1^+) \cdot \eta_2^+$ Abbau in der Belebungsanlage
 $\eta_1 = \frac{\eta_1^+}{\eta_0}$; $\eta_2 = (1 - \eta_1^+) \frac{\eta_2^+}{\eta_0}$;
 $\eta_1 + \eta_2 = 1$

Abb. 12:
 Kombination Kunststoffropfkörper (1. Stufe) und Belebungsverfahren (2. Stufe). Spezifische Kosten je kg BSB₅-Abbau in Abhängigkeit vom Gesamtwirkungsgrad der Anlage (LOHMANN 1972)



Carl-Heinz Burchard:

Betriebsorganisation und Betriebsüberwachung
von Abwasserreinigungsanlagen

Hinter den beiden Begriffen des gestellten Themas vermute ich ein gewisses Unbehagen über die immer schwieriger werdende Situation mit dem Kläranlagenbetrieb und die Hoffnung, daß es gelingt, durch eine Betriebsorganisation und eine straffere Betriebsüberwachung diese Situation zu verbessern und zu meistern.

Der Begriff Betriebsüberwachung selber ist eigentlich sogar vieldeutig, weil zunächst noch unklar ist, wer die Betriebsüberwachung durchführen soll: der Klärwärter, die Betriebsorganisation oder möglicherweise sogar die Aufsichtsbehörde. Ich vermute, daß diese Frage im Sinne der Themenstellung aber dadurch geklärt werden kann, daß wir von einer "Betriebsüberwachung durch eine Betriebsorganisation" sprechen.

Ich gestehe, daß Sie uns mit dieser Themenstellung und mit dem, was sie vermutlich als Ergebnis erwarten, in Verlegenheit bringen. Zwar waren die Ansatzpunkte unserer Überlegungen zunächst etwa die gleichen, die Praxis hat uns im Laufe der Jahre aber einen ganz anderen Weg geführt. Ob dieser Weg landschaftlich gebunden ist oder Beispiel für andere sein kann, vermag ich nicht zu sagen. Zum Verständnis ist es deshalb notwendig zu wissen, wo er begangen ist, wer ihn begangen hat und welche Schwerpunkte wir dabei setzten.

Zum Verständnis unserer Probleme

Im Südwesten der Bundesrepublik Deutschland liegt das Land Baden-Württemberg. Es ist 35.751 km² groß und hat 9,1 Mio. Einwohner. Das Wasserdargebot ist in diesem Land sehr ungleich

verteilt. So gibt es in der Rheinniederung und am Bodensee viel Wasser, in dem Jura- und Karstgebiet der Schwäbischen Alb aber herrscht Wassermangel. Wie schwierig die Wassersituation bei uns ist, erkennen Sie z.B. an der Wasserversorgung unserer Landeshauptstadt Stuttgart. Sie führt einen Teil ihres Trinkwassers bereits seit dem ersten Weltkrieg über die mehr als 100 km lange Landeswasserversorgung aus der Gegend von Ulm herbei und seit dem zweiten Weltkrieg über zwei weitere mehr als 100 km lange Leitungen aus dem Bodensee. In unserem Land ist also die Auseinandersetzung mit Wasserfragen eine Lebensnotwendigkeit. So wird es Sie nicht wundern, daß schon in den 30er Jahren nach der damals durch die schlechte Wirtschaftslage bedingten Auflösung des Staatlichen Bauamtes für das Öffentliche Wasserversorgungswesen eine kommunale Vereinigung entstand, die es sich zur Aufgabe gemacht hat, die seit der Jahrhundertwende entstandenen großen überörtlichen Gruppenwasserversorgungen zu betreuen und weiter zu entwickeln. Sie nannte sich "Vereinigung der Wasserversorgungsverbände" und beschränkte sich damals in ihrer Tätigkeit auf zwei kleine Landesteile. Sie ist heute unter dem Namen VEDEWA bekannt. Die VEDEWA ist ein eingetragener Verein. Sie hatte vor der Gemeindereform 1250 Gemeinden als freiwillige Mitglieder. Zu ihren Satzungsaufgaben gehört die Wahrnehmung und Förderung der gemeinschaftlichen Interessen. Als solche kündigten sich in den 50er Jahren die Fragen der Abwasserreinigung an und so kann es nicht verwundern, daß eine auf dem Trinkwassergebiet entstandene kommunale Vereinigung 1957 eine Abwasserabteilung eröffnete, die seit nun 16 Jahren in freiem Wettbewerb zu anderen Ingenieurgruppen Kanalisationen und Kläranlagen plant.

Wie aber konnten wir das Problem der Betriebsorganisation und Betriebsüberwachung, das ja wohl seit Anbeginn der Klärtechnik irgendwie in der Luft liegt, angehen und lösen? Unser heutiger Weg begann Anfang der 60er Jahre, als wir uns gründlich mit dem Belebungsverfahren in seinen Anwendungsmöglichkeiten für

die Abwasserreinigung von kleinen Gemeinden auseinandersetzen und aus diesem Anlaß viele Tage und Nächte mit Messungen auf der Kläranlage zubrachten und gewissermaßen hautnah die Probleme studieren konnten, mit denen wir es in absehbarer Zeit zu tun haben würden. Die große Zahl unserer Mitgliedsgemeinden war es, die uns zu besonderen Überlegungen zwang.

Zielvorstellungen

Da wir bereits damals eine große Hoffnung in die Fähigkeiten gut ausgebildeter Klärwärter setzten, hatten wir den Mut, davon auszugehen, daß die Betriebsüberwachung durch die Klärwärter in ähnlicher Weise selber erfolgen könne, wie z.B. ein Autofahrer die Einhaltung der Geschwindigkeitsbeschränkungen ja auch selber überwacht. Was den Klärwärttern - um im Bild zu bleiben - seinerzeit noch fehlte, war der Geschwindigkeitsmesser. Das daraufhin entwickelte barometrische BSB-Meßgerät (z.B. der BSB-Wächter der Firma Passavant) ist Ihnen sicher nicht unbekannt.

Modellversuch

Bund und Land zeigten bereits Anfang der 60er Jahre Interesse an der Möglichkeit, die Kläranlagen durch die Klärwärter selber überwachen zu lassen. Sie förderten deshalb einen Modellversuch zur betrieblichen Betreuung von kleinen Kläranlagen, bei dem die Frage der Betriebsorganisation und der Betriebsüberwachung eine erhebliche Rolle spielten. In dem Modellversuch zeigte sich, daß einigermaßen gut ausgebildete Klärwärter mit den entsprechenden Meßgeräten sehr wohl umgehen und eine eigenverantwortliche Betriebskontrolle durchführen können. Es zeigte sich aber auch, daß der Ausbildungsstand der Klärwärter noch sehr niedrig war und sie teilweise Kläranlagen betreiben mußten, die den technischen Erfordernissen einfach nicht entsprachen.

Verantwortlichkeiten beachten

Ein besonderes Nebenergebnis hatte der Modellversuch noch. Wir erkannten deutlich die an sich naheliegenden wasserrechtlichen Zusammenhänge, die bei uns jeden Gedanken an eine Betriebsorganisation belasten.

Nach dem deutschen Wasserrecht ist nämlich der Betreiber der Kläranlage für die Reinigungsleistung verantwortlich. Der Betreiber ist in der Regel die Gemeinde oder ein Zweckverband, und so gern diese die Verantwortung für die Reinigungsleistung auch abgeben würden, sie können es nicht, weil ihnen keiner die Verantwortung dafür abnimmt, es sei denn, der Verantwortliche ist selber der Betreiber der Kläranlage, das heißt, daß die Kläranlagen an einen anderen Verband abgegeben werden müßten. Diesen Weg haben unsere Gemeinden nicht beschritten und werden es wohl auch nicht tun.

Hier zeigt sich deutlich der unterschiedliche Lösungsansatz für die Fragen der Betriebsorganisation und Betriebsüberwachung zwischen einem genossenschaftlich organisierten Verbandsgebiet, wie es etwa die großen, westdeutschen, gesetzlich gebildeten und genossenschaftlich organisierten Wasserverbände (z.B. Emshergenossenschaft oder Ruhrverband) sind und den auf Vereinsgrundlage freiwillig zusammengeschlossenen Gemeinden und Zweckverbänden.

Aus der Sicht der Genossenschaften gibt es zum Thema eine ganze Reihe von Veröffentlichungen von Herrn Dr. Londong, auf die ich in diesem Zusammenhang verweisen darf.

Überörtliche Betriebsbetreuung von Kläranlagen

Unsere Hilfe bei der Betriebsführung von Kläranlagen für die Gemeinden konnte zunächst also nur in einem Angebot bestehen.

Wir schafften hierfür eine kleine Organisation und nannten sie "Überörtliche Betriebsbetreuung von Kläranlagen". Ihre Aufgabe ist es, in regelmäßigen Zeitabständen

- der Gemeinde Vorschläge zur Pflege und Erhaltung der Kläranlage zu machen
- der Gemeinde einen Bericht über die Leistung und den Zustand der Kläranlage zu erstatten
- die Meßergebnisse mit dem Klärwärter durchzusprechen und auszuwerten
- dem Klärwärter zur handwerklichen Betriebsführung Anregungen zu geben.

Die Überörtliche Betriebsbetreuung kann in Anspruch genommen werden nach Vereinbarung in regelmäßigen Besuchsabständen drei- bis fünfmal im Jahr oder nach Bedarf zwei- bis dreimal jährlich.

Ein Kläranlagenbesuch durch den VEDEWA-Betriebsingenieur dauert mit anteiliger Fahrzeit und Büroarbeit in der Regel einen Tag. Der Zeitaufwand ist um so kürzer, je besser die Kläranlage geführt ist und je genauer der Ingenieur der Überörtlichen Betriebsbetreuung sie bereits von vorangegangenen Besuchen kennt.

Die Kosten für einen Betriebsbetreuungsbesuch schwanken einschließlich aller Nebenkosten zwischen 250 und 350 DM. Die Kosten werden von den Kläranlagengrößen wenig beeinflußt. Im Verhältnis zu dem Nutzen, der durch die Überörtliche Betriebsbetreuung erreicht wird, sind sie gering.

Als Ergebnis eines Betriebsführungsbesuches werden die Gemeinden mit einem Formular unterrichtet, in dem die wesentlichen Betriebsmerkmale der Kläranlage - wie wir hoffen in knapper und übersichtlicher Form - zusammengefaßt sind. Bei der Aufstellung dieses Formulars gingen wir davon aus, daß der Bür-

germeister ein Minimum an Grundkenntnissen für seine Kläranlage hat, aber nicht viel Zeit, sich eingehend damit zu befassen. Aus diesem Grunde werden nur die Betriebsdaten für Ablauf ($\text{mg BSB}_5/\text{l}$), Belastung ($\text{kg BSB}_5/\text{d}$), Reserven (%), Schlammabfuhr (m^3/d), Stromverbrauch (kWh/d) und Wartung (h/d) als Mittelwerte für den Berichtszeitraum (und sei es ein Jahr) herausgearbeitet und mitgeteilt. Außerdem erhält der Bürgermeister einen Zustandsbericht und evtl. notwendige Empfehlungen zur Erhaltung oder Verbesserung der Kläranlage und ihres Betriebes.

Die Gemeinden können die Betriebsführungsbesuche auch nach eigenem Ermessen anfordern. Die Regel sind zwei oder drei Besuche pro Jahr. Am liebsten schließen wir natürlich mit den Gemeinden von vornherein Verträge ab, doch fühlen wir uns auch verpflichtet, in vertragslosen Bedarfsfällen und auch auf Kläranlagen, die nicht von uns geplant wurden, auf Wunsch der Gemeinde tätig zu werden.

Die Überörtliche Betriebsbetreuung besteht seit 1966. Trotzdem haben wir es noch nicht auf mehr als auf 56 teilnehmende Gemeinden geschafft. Hieran sehen Sie, daß viele Gemeinden glauben, ohne eine solche Einrichtung auskommen zu können. Andere wieder sagen, solange die Wasserwirtschaftsverwaltung es nicht von uns verlangt, brauchen wir sie nicht.

Die Arbeit des Ingenieurs der Überörtlichen Betriebsbetreuung ist am Anfang einfacher gewesen als jetzt. Wir müssen nämlich bekennen, daß wir mit den Empfehlungen für die Erhaltung der Kläranlage und Verbesserung des Betriebes in der Vergangenheit wenig ausgerichtet haben und die Ingenieure deshalb es oft leid sind, sich jedes Jahr mit den gleichen mißlichen Zuständen zu befassen. Auch hat sich der Kenntnisstand der Klärwärter in den letzten Jahren so merklich gebessert, daß die Ingenieure der Überörtlichen Betriebsbetreuung bei objektiver Einschätzung ihrer Tätigkeit zugeben, daß sie eigentlich nur noch wenig ausrichten können.

Der Klärwärter und seine Anlage

Mit dem Ausbildungsstand des Klärwärters ist ein Problem angesprochen, das weit in den Verantwortungsbereich der kommunalen und fachlichen Spitzengremien hineinreicht. Betriebsorganisationen und Betriebsüberwachung können ja im Grunde genommen schlechte Zustände nur dann verbessern, wenn wirkliche Betriebsführungsfehler vorliegen. Umgekehrt muß man sich bei einer mit redlicher Voraussicht gut geplanten Kläranlage und bei einem fachlich qualifiziert ausgebildeten Klärwärter m.E. schon besonders anstrengen, um gravierende, einer Betriebsorganisation bedürftige Betriebsführungsfehler zu machen. Um es noch kürzer zu sagen: Der Mann, sein Handwerkszeug und seine Erfahrung bestimmen das Betriebsführungsergebnis, oder: Was bleibt eigentlich noch für eine Betriebsorganisation zu tun übrig, wenn der Klärwärter prima ist und die Kläranlage innerhalb der Ausbaugröße belastet wird.

Klärwärterausbildung

Was den Berufsstand des Klärwärters anbelangt, sind wir nach meinen Beobachtungen in den vergangenen Jahren ein großes Stück weitergekommen. Von den in Deutschland durch die einzelnen Landesgruppen der ATV durchgeführten Grundkursen und von den in Essen durchgeführten Klärfacharbeiterkursen werden Sie sicherlich Kenntnis haben. Wir beobachteten aber schon sehr früh, daß viele Intelligenzreserven brach liegen blieben. Konnten sie mobilisiert werden?

Klärwärterfortbildung

Aus den praxisbezogenen Vorstellungen der VEDEWA als kommunaler Vereinigung entwickelte sich in den vergangenen sechs Jahren in Zusammenarbeit mit der Universität Stuttgart und

unter dem Namen der ATV in Baden-Württemberg eine sogenannte Klärwörterfortbildung, deren Ziel es ist, den Wissensstand der Klärwörter zu verbessern, ihre Kritikfähigkeit zu schulen und den Erfahrungsaustausch herbeizuführen. Dies geschieht in regionalen Nachbarschaften von 10 - 20 Kläranlagen. Die Nachbarschaften haben einen gewählten Obmann und mehrere Nachbarschaften einen Lehrer. Die Nachbarschaften kommen jährlich zwei- bis dreimal zusammen. 1973 waren 832 Kläranlagen in 58 Nachbarschaften zusammengefaßt. 24 Lehrer aller Ausbildungsgrade sind tätig. 1973 haben 111 Klärwörtertage mit zusammen 1390 Teilnehmern stattgefunden. Mit kleinen Beiträgen, welche von den Gemeinden erhoben werden, wird die Angelegenheit finanziert. Organisationsmittel ist die sogenannte Nachbarschaftsliste.

Die Klärwörterfortbildung ist in gleicher Form von der ATV-Landesgruppe Bayern übernommen, die 1973 64 Nachbarschaften mit 26 Lehrern gebildet hat. Andere Landesgruppen interessieren sich sehr dafür.

Die Lehrer der Klärwörterfortbildung kommen jedes Jahr einmal zum Erfahrungsaustausch zusammen. Bei dieser Gelegenheit wird das Schwerpunktsprogramm für das nächste Jahr festgelegt. Außerdem verdichten die Lehrer ihre Erfahrungen zu Empfehlungen zur Verbesserung der Zustände. Sie haben z.B. 1971 eine Vereinheitlichung der meßtechnischen Ausrüstung beschlossen und die eigenverantwortliche Leistungskontrolle von Kläranlagen vorgeschlagen.

Diesen Vorschlag hat unsere Regierung aufgenommen und allen Gemeinden im sogenannten Eigenkontrollerlaß die eigenverantwortliche Leistungskontrolle ihrer Kläranlage vorgeschrieben. Diese teilt sich für die Kläranlagen aller Größenklassen im wesentlichen in drei Gruppen: den Nachweis der Ablaufqualität, die Verfolgung der Kläranlagenbelastung und die eigent-

lichen Betriebsmessungen. Auf diese drei Gruppen komme ich zum Schluß noch einmal kurz zu sprechen.

Einheitliche Analysenvorschriften für Klärwärter haben die Lehrer der Klärwärterfortbildung 1972 empfohlen. In diesem Jahr haben sie neben vielen anderen Punkten nun die einheitliche Einführung des Leistungsbildes einer Kläranlage vorgeschlagen. Dem Vernehmen nach wird die Regierung auch dieser Empfehlung folgen.

Ergebnisse

Wenn Sie mich nun fragen, wie weit wir mit den Verbesserungen der Ausbildung des Mannes, der Auswertung seiner Erfahrungen und seines "Arbeitsmaterials" gekommen sind, so würde ich antworten, daß es in der Vergangenheit leichter gewesen ist, den Berufs- und Wissensstand des Klärwärters zu heben als sein Arbeitsmaterial, nämlich die Kläranlage, zu verbessern. An diesem Prozeß leiden ja zur Zeit bei uns die politischen Entscheidungsgremien nach dem Motto: "Wasch mich, aber mach mir den Pelz nicht naß". So konnte es geschehen, daß wir mit dem gehobenen Wissensstand unserer Klärwärter leider auch viel Unzufriedenheit der Klärwärter mit ihrem Arbeitsmaterial geschaffen haben. Wir geben uns aber die allergrößte Mühe, diese Unzufriedenheit zu dämpfen in der Hoffnung, daß Gemeinden und Zweckverbände bald den in den meisten Fällen erforderlichen Ausbau oder die Erweiterung ihrer Kläranlage nachholen.

Absichten

Von Regierungsseite ist auch daran gedacht, die Gemeinden zu verpflichten, eine Überörtliche Betriebsbetreuung in Anspruch zu nehmen. Diese Absicht steht in gewissem Widerspruch zur Empfehlung der ATV, nach der biologische Kläranlagen gleich welcher Größe nur noch von Klärfacharbeitern betreut werden

sollen. Diese Berufsgruppe hat dann aber einen so hohen Ausbildungsstand, daß sie mit den Problemen auf ihrer Kläranlage selber fertig werden können.

Klein- und Kleinstgemeinden wird empfohlen, sich in einem Betriebsführungsverband zusammenzuschließen und ihre Anlagen von einem Klärfacharbeiter gemeinschaftlich betreuen zu lassen. Die sich hierbei ergebenden Probleme wasserrechtlicher Art habe ich eingangs schon angesprochen.

Kleinkläranlagen und Industriekläranlagen

Bis jetzt habe ich - ohne es besonders erwähnt zu haben - nur von kommunalen Kläranlagen gesprochen. Es bleiben jetzt noch zwei Bereiche zu erwähnen. Der eine Bereich sind Kleinkläranlagen, der andere die von Industrien. Beide Gruppen liegen außerhalb des Arbeitsbereiches einer kommunalen Vereinigung. Ich kann hierüber also nur eine persönliche Ansicht äußern.

Was von den kommunalen Kläranlagen hinsichtlich der Verantwortung für den Kläranlagenablauf gilt, gilt in gleicher Weise auch für die Kleinkläranlagen und die Industrieanlagen. Hieraus folgt, daß die Verantwortung für den Betrieb auf keinen Fall abgegeben werden kann. Besonders bei Kleinkläranlagen ist aber der Betreiber mit der Betriebsführung der Kläranlage oft überfordert, so daß hier regionalen Betriebsorganisationen und damit verbundene Betriebsüberwachung ein weites Arbeitsfeld gegeben ist. Ähnliches gilt für Industrieanlagen. Von den Industrien könnte man im Grunde genommen soviel Sachverstand erwarten, daß sie ihre Kläranlagen selber betreiben können. Doch kommt es hier schnell zu wirtschaftlichen Interessenskonflikten, die wohl am einfachsten dadurch zu lösen sind, daß die Industrie ihre ganze Arbeitskraft für Produktion und Erwerb einsetzt und die Betriebsüberwachung ihrer Kläranlage an eine Betriebsorganisation abgibt.

Gewichtung

Aus meinen Ausführungen sollen Sie nun bitte nicht entnehmen, daß wir gegen eine Betriebsorganisation und gegen Betriebsüberwachung sind. Nur haben wir in der Zwischenzeit für unseren Bereich gelernt, daß die Schwerpunkte zwischen dem Mann, seinem Arbeitsgerät, seiner Erfahrung und der Überwachung seiner Tätigkeit anders gesetzt werden müssen. Weit über die Hälfte des Erfolges ist nach unserer Einsicht von dem Material, nämlich vom richtigen Ausbau der Kläranlage abhängig. Was dann noch bis in die Gegend von 90 % des Erfolges reicht, wird von dem Ausbildungsstand und der Erfahrung des Klärwärters bestimmt. Der Betriebsüberwachung durch eine Betriebsorganisation sprechen wir wenigstens zur Zeit lediglich noch den kleinen, verbleibenden Restnutzen von etwa 10 % zu.

Ausbaugröße ist wichtig

Wenn wir der Ausbaugröße eine so bedeutende Stellung bei der Betriebsführung einräumen, ergeben sich hieraus sicher noch einige besondere Fragen.

Die A u s b a u g r ö ß e ist in der Vergangenheit oft eher zu knapp als zu reichlich ausgefallen. Diese Pleiten haben ihren positiven Niederschlag in den neuen ATV-Empfehlungen zur Bemessung von Kläranlagen gefunden. Wir dürfen also jetzt davon ausgehen, daß bei Neu- und Erweiterungsbauten g r o ß r ä u m i g e r und damit auch zukunftssicherer gebaut wird. Damit verschwinden viele Betriebsführungsprobleme von allein.

Der Ausbaugröße steht die Belastung gegenüber. Wer soll sie messen? Bei der großen Zahl von Kläranlagen kann es u.E. nur eine Antwort geben: Der K l ä r w ä r t e r selber. Dafür wird er a u s g e b i l d e t und kann seine Kenntnisse und Erfahrungen in der Klärwärterfortbildung ergänzen.

Ein besonderes Problem ist die Auswertung der Meßergebnisse. Sie müssen vor dem berüchtigten Datengrab geschützt werden. Als zweckmäßigste Lösung wird bei uns zunehmend das **L e i - s t u n g s b i l d** praktiziert, in dem die langfristigen Veränderungen verfolgt werden können.

Bleibt noch zu sagen, wie die kurzfristigen Belastungsänderungen, gewissermaßen die Ganglinien der Tagesbelastung, verfolgt werden sollen. Hierfür eignet sich bei Belebungsanlagen die Sauerstoffganglinie. Mit ihrer Deutung kommen immer mehr Klärwärter zurecht, doch wird es wohl noch längere Zeit dauern, bis der **A u s s a g e w e r t v o n S a u e r - s t o f f g a n g l i n i e n** zum Allgemeingut wird.

Über alle diese Themen gibt es einschlägige Veröffentlichungen, auf die ich verweisen darf.

Stephan Bartha:

Güllebehandlung aus Massentierhaltung in Ungarn

Das Bruttonationalprodukt Ungarns hängt stark von einer erfolgreichen Außenhandelstätigkeit ab. Eine gesicherte Basis unseres Außenhandels stellt die Landwirtschaft dar und innerhalb dieser wieder die Ausfuhr von Vieh sowie von Fleisch bzw. verarbeiteten Fleischwaren. In Anlehnung an diese Gegebenheiten wurden die Aufgaben der von öffentlicher Hand und von landwirtschaftlichen Produktionsgenossenschaften betreuten Viehgroßzüchtereien neu geordnet und aufgebaut.

Zur Zeit bestehen in Ungarn ungefähr 300 Schweinezüchtereien mit einem Viehbestand von 3.000 - 20.000 Schweinen und 180 Tiergroßhaltungen mit 200 - 2.000 Kühen, Kälbern oder Mastrindern. Bewilligt sind weitere 150 Massentierhaltungen für Schweine und 120 für Rinder. Diese werden in den entsprechenden Regionen mit Schlachthäusern und fleischverarbeitenden Kombinatzen zu einem regelrechten Industriezweig zusammengefaßt.

Berücksichtigt man, daß in den Schweinezüchtereien ausnahmslos, in den Rindertierhaltungen zu etwa 50 % mit Gülleentfernung über Wasserspülung gearbeitet wird, so ergibt sich eine Güllemenge von $54.500 \text{ m}^3/\text{d}$ (ohne Verdünnungswasser) mit einer BSB_5 -Fracht von etwa 820 t/d (bei $60 \text{ g BSB}_5/\text{E.d}$ sind dies nicht ganz 14 Millionen EGW). Diese Zahl geht nur dann mit allen ihren Konsequenzen in die Wassergütewirtschaft ein, wenn die Gülle als Abwasser angesehen wird.

Bei Errichtung der mit staatlicher Unterstützung gebauten und von der öffentlichen Hand und den landwirtschaftlichen Produktionsgenossenschaften betriebenen Viehgroßzüchtereien waren die Belange des Umweltschutzes bei Gülleentfernung über Wasserspülung in den vergangenen Jahren nicht entsprechend beachtet worden. Die damals ergriffenen Maßnahmen waren bei etwa

90 % der Tierhaltungen aus der Sicht der Human- als auch Veterinärhygiene sowie des Umweltschutzes unzureichend.

Die Periode 1968 - 1972 kann als eine Epoche der vielseitigen Experimente auf dem Sektor der Güllebehandlung bezeichnet werden. Eine untersuchte Methode war z.B., die Gülle über Filter aus Stroh zu leiten und auf diese Weise die Inhaltsstoffe im Stroh anzureichern und zur Düngung nach den herkömmlichen Verfahren zu verwenden, und andererseits das Filtrat zur Bewässerung zu verwenden. Dieser Weg erwies sich jedoch als nicht beschreibbar.

Eine andere Richtung versuchte, die Gülle als Abwasser über mehrere Stufen der chemischen und biologischen Reinigung zu behandeln. Abgesehen davon, daß die bei der Reinigung anfallenden Schlämme nicht weiterbehandelt und somit nicht verwertet werden konnten, war es selbst bei der mehrstufigen Reinigung nicht möglich, die geforderte Restverschmutzung bei Einleitung in ein Gewässer als Vorfluter zu erzielen. Es wurden 100 mg BSB₅/l und 300 mg COD/l erreicht; diese Werte liegen jedoch um 400 % über den geforderten Größen. Die genannten Werte sind auf Huminsäuren zurückzuführen, die mit biologischen Verfahren nicht mehr zu reduzieren sind. Der nach biologischer Reinigung noch vorhandene N- und P-Gehalt führt überdies zur Eutrophierung der Vorfluter. Die Betriebskosten dieses Verfahrens würden den Fleischpreis mit 6 - 10 % bezogen auf das Lebendgewicht belasten, und diese Kosten sind für den Verbraucher nicht unbedeutend.

Angesichts der immer größer werdenden Schwierigkeiten für Umweltschutz und Veterinärhygiene sahen sich die zuständigen Stellen 1972 veranlaßt, ein auf Ungarn beschränktes Preisausschreiben durchzuführen. Insgesamt wurden 44 Vorschläge eingereicht, die im Mai 1973 ausgewertet waren. Aus diesen Vorschlägen konnten recht brauchbare Lehren gezogen werden.

Bei den Viehgroßzüchtereien bilden die Behandlung und Unterbringung von Abwasser und Gülle ein zusammengesetztes und aufeinander rückwirkendes komplexes Problem. Als Fachzweige stehen die Agronomie, die Methoden der Viehzucht, die Biologie, Chemie, Boden- und Klimakunde, die Human- und Veterinärhygiene, Architektur, der Maschinenbau und die Regelungstechnik in gegenseitiger Wechselwirkung. Nur durch eine Gesamtschau aller in Betracht kommenden wechselseitigen Beziehungen kann das zweckmäßigste Ergebnis erzielt werden.

Die Gülle ist unter allen Umständen von Gewässern fernzuhalten. Darunter fallen auch solche Vorfluter, in die die Gülle indirekt recht bald nach Bewässerung landwirtschaftlicher Flächen eintritt. Es hat sich jedoch herausgestellt, daß die Verwertung der Gülle auf landwirtschaftlichen Flächen am zweckmäßigsten geeignet ist; unter diesen landwirtschaftlich genutzten Flächen kommen vor allem Futterflächen in Frage.

Auf Grund der Wettbewerbsergebnisse wurden nun von den maßgebenden Fachleuten Richtlinien für den Entwurf, die Behandlung, Unterbringung und Verwertung der Gülle ausgearbeitet. Diese haben für ganz Ungarn Gültigkeit. Die künftig anzuwendenden Verfahren wurden in drei Gruppen eingeteilt:

- 1) Erstes Verfahren: Gülleverregnung.
- 2) Zweites Verfahren: Verregung der weitgehend feststofffreien Dünnpfase; Verwandlung der Feststoffe in Dünger.
- 3) Drittes Verfahren: Vorbereitung der Gülle zum Spülen der Stallungen und Verregnen der je nach den Anforderungen gereinigten Dünnpfase; Umwandlung der anfallenden Feststoffe in Kompost und Verwertung von diesem.

Zu 1) Es ist zu prüfen, ob in Anpassung an den Viehbestand des Betriebes genügend Futterfläche bereitsteht, um die anfallende Gülle kontinuierlich oder periodisch zu verrieseln.

Sind solche Flächen vorhanden, dann ist die Gülle auf diesen Flächen aufzubringen. Die Verregnung wird durch die Faktoren der Agronomie und der Bodenkunde bestimmt. Dieses Verfahren ist besonders dann wirtschaftlich verwertbar, wenn es mit einer Reinwasserverregnung verbunden werden kann. Die unmittelbare Verwertung der Gülle als Dünger auf landwirtschaftlichen Flächen ist die erste und wichtigste technologische Methode.

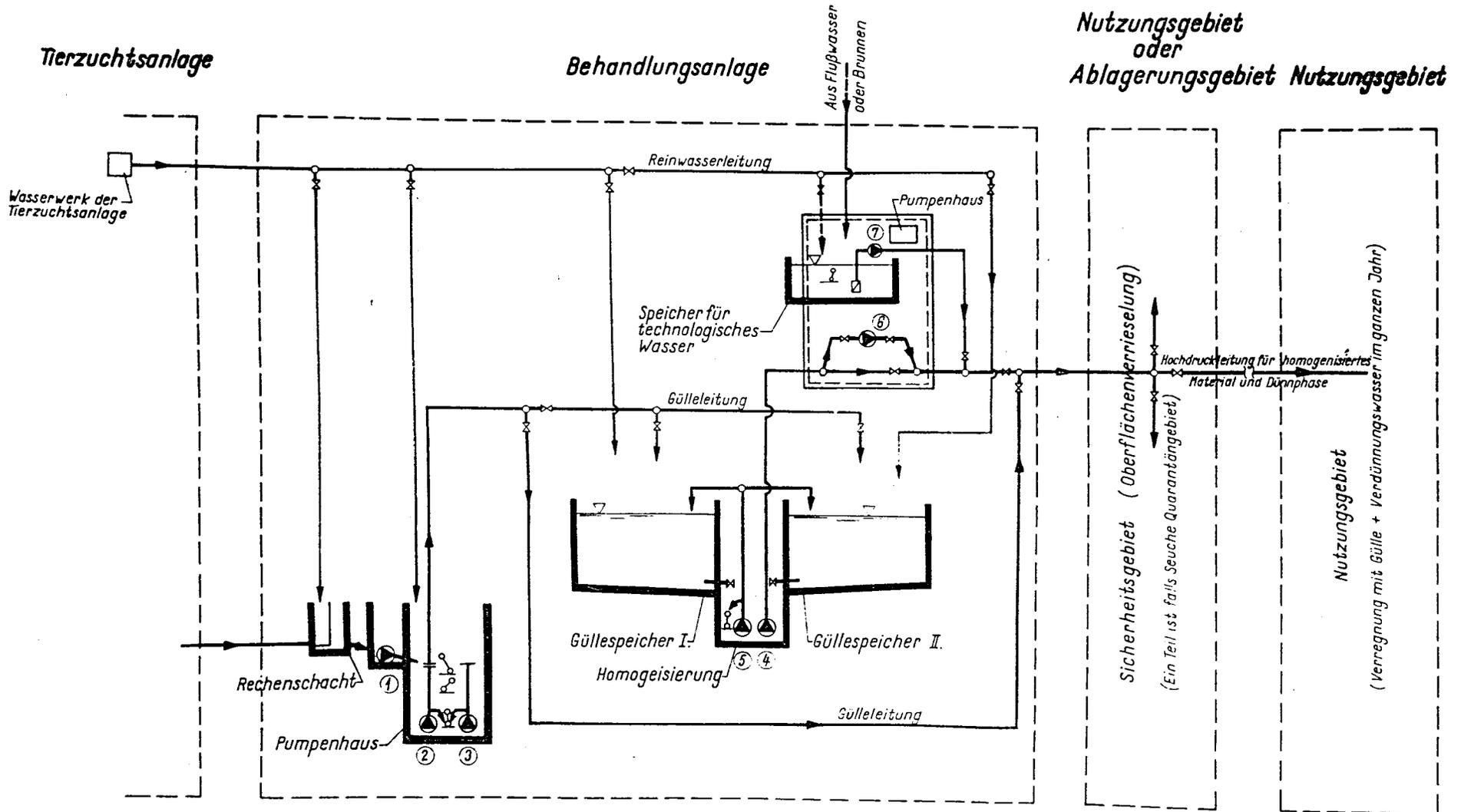
Das in diesem Falle anzuwendende Fließschema ist aus Abb. 1 ersichtlich. Die aus den Stallungen abfließende frische Gülle wird mit Hilfe einer auch Grobstoffe fördernden Pumpe in einen Speicher befördert. Die Aufenthaltszeit in den Speichern beträgt 6 Tage. Nach Füllung des Speichers und 6 Tagen Speicherung wird der Speicherinhalt auf die im Plan vorgesehene Fläche ausgetragen.

Eine sechstägige Speicherung ist aus seuchenhygienischen Gründen unbedingt notwendig. Sind nämlich in der Gülle gefährliche Krankheitserreger vorhanden, so wird der Speicherinhalt nicht auf die zu bewässernde Fläche, sondern auf eine spezielle Quarantänefläche abgelassen. Die Quarantänefläche ist eine umzäunte, im allgemeinen landwirtschaftlich genutzte Fläche, auf die die verseuchte Gülle in einer maximalen zulässigen Gabe aufgebracht wird. Sobald die verseuchte Gülle aufgebracht ist, wird natürlich von der sofortigen landwirtschaftlichen Nutzung Abstand genommen. Diejenigen Behälter, in denen verseuchte Gülle gelagert war, sind zu desinfizieren. Die Desinfektionsflüssigkeiten sind derart zu verdünnen, daß deren Verregnung keine Gefährdung des Pflanzenlebens verursacht.

zu 2) Diese Methode wird angewendet, wenn die anfallende Gülle nicht während des ganzen Jahres auf Flächen landwirtschaftlich genutzt werden kann. In diesem Falle sind die Menge und die Beschaffenheit der Gülle derart zu verändern, daß die vorhandenen landwirtschaftlichen Flächen zur Nutzung ausreichen.

Erstes technologisches Verfahren

Abb. 1



Das Flußdiagramm folgt aus Abbildung 2. Die tunlichst frische Gülle wird aus der Stallung über eine auch Grobstoffe fördernde Pumpe möglichst kontinuierlich einer Konstruktion zur Phasentrennung zugeführt. Diese kann ein Bogensieb, ein Rüttelsieb oder eine Zentrifuge sein.

Die Wahl der für die Phasentrennung einzusetzenden Maschinen richtet sich nach den Anforderungen, die in bezug auf die weitere Nutzung der flüssigen Phase gefordert werden. Werden von landwirtschaftlicher Seite hohe Anforderungen an die Entfernung von Feststoffen gestellt, so sind Zentrifugen einzusetzen. Bei geringeren Anforderungen kommen Bogensiebe in Frage, und bei den geringsten geforderten Abscheideleistungen können Rüttelsiebe angewendet werden.

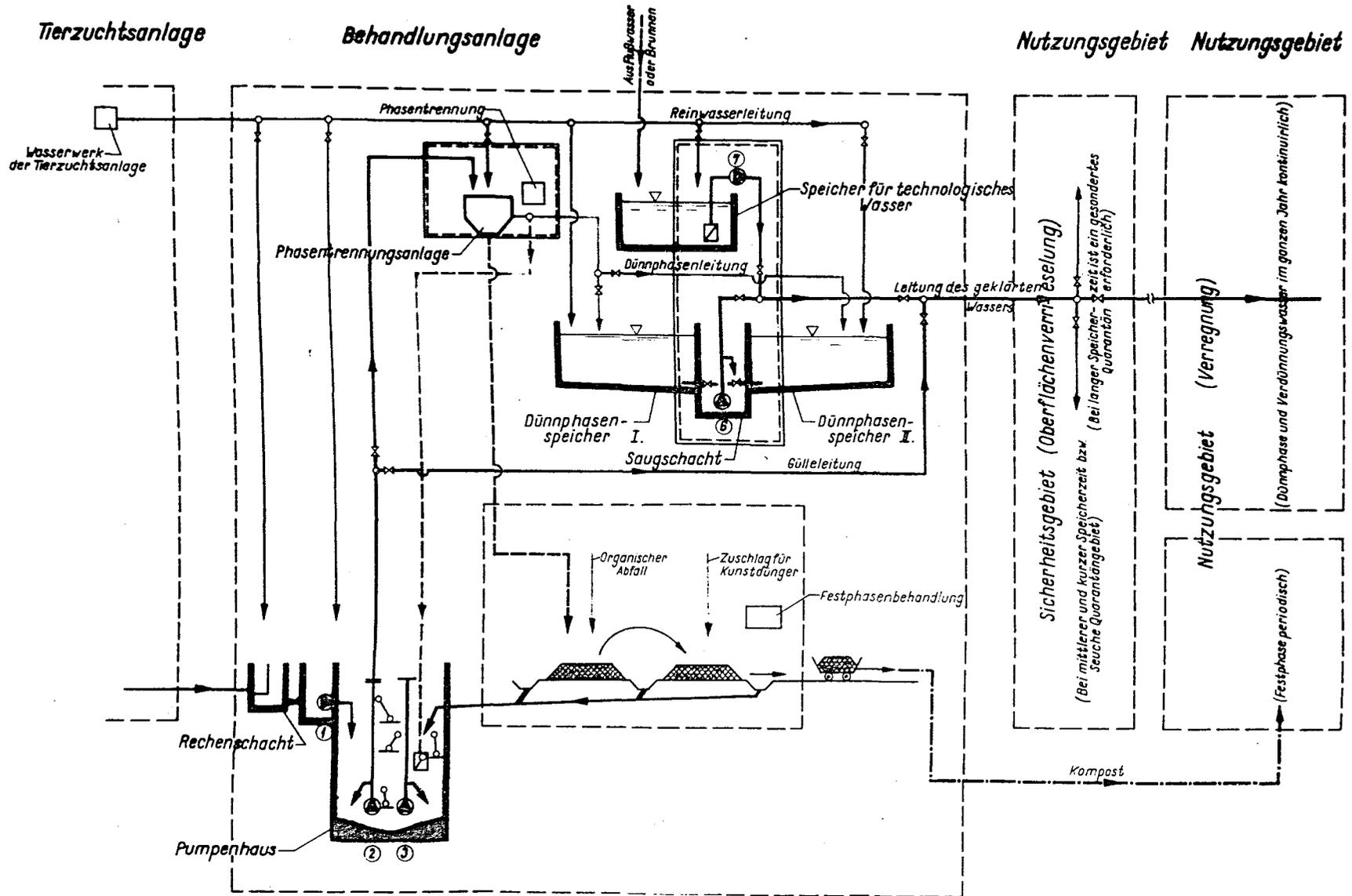
Aus der festen Phase wird nach Möglichkeit über ein Kompostierungsverfahren ein organisches Bodenverbesserungsmittel mit annehmbarem Düngegehalt erzeugt. Die Verregnung der flüssigen Phase in diesem zweiten Verfahren ist deshalb günstiger als die Verregnung derjenigen aus dem ersten Verfahren, da wegen der Abtrennung der Feststoffe die Einrichtungen zur Verregnung von reinem Wasser Anwendung finden können.

Zu 3) Das zugehörige Verfahren bei niedrigeren Anforderungen an die Güte der zu verregnenden Flüssigkeit folgt aus Abbildung 3. Im Aufbau ist dieses Fließschema dem in Abbildung 2 gezeigten nicht unähnlich. Von den Stallungen fließt die Gülle zu einer Förderanlage, von der aus die Anlage zur Phasentrennung beschickt wird. Ganz allgemein gilt, daß Förderanlagen eine Reserve von 100 % aufweisen müssen.

Bei Seuchen oder bei Ausfall der Anlage zur Phasentrennung ist die Gülle als Notlösung über die Umlaufleitung auf die Quarantänefläche auszutragen.

Zweites technologisches Verfahren

Abb. 2



2 - 11

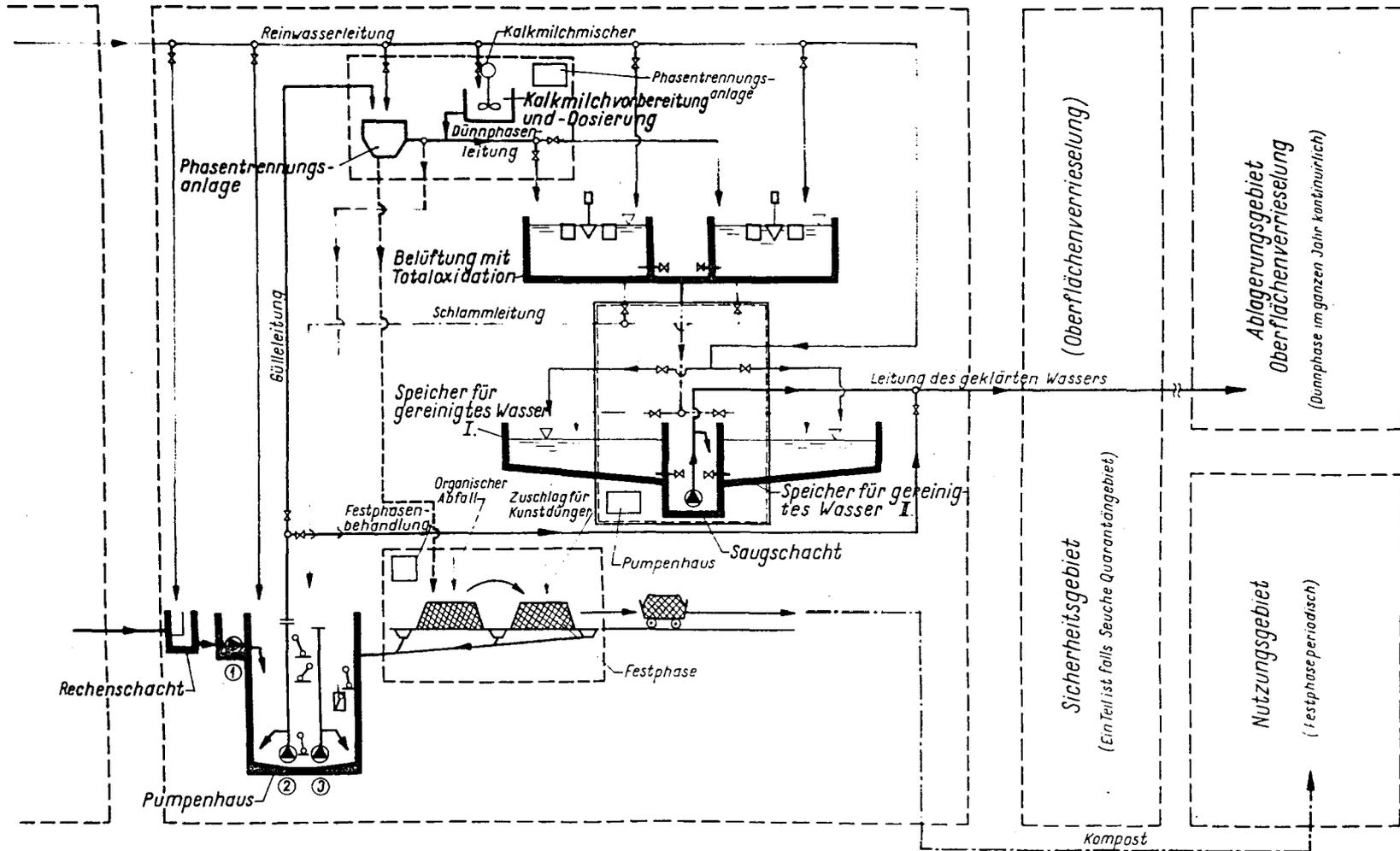
Drittes technologisches Verfahren Kleinere Qualitätsanforderung

Abb. 3

Tierzuchtsanlage

Behandlungsanlage

Nutzungsgebiet
oder
Ablagerungsgebiet



Die flüssige Phase gelangt aus dem Phasentrenner in die Aufbereitungs- und Kläreinheit. Nach einer Vorbehandlung mit Kalkmilch und notfalls anderen Chemikalien wird die Gülle in einer aeroben Fermentation soweit gereinigt, daß die gereinigte Dünnpfase einesteils für Bewässerungszwecke und zum anderen Teil für die Spülung der Stallungen verwendet werden kann.

Eine andere Ausbildung des dritten Verfahrens ist bei höheren Anforderungen an die Güte der zu verregnenden Flüssigkeit erforderlich. Aus Abbildung 4 folgt, daß durch den Betrieb eines Belebungsverfahrens bessere Ablaufwerte erzielt werden. Nach Durchfließen eines Vorklärbeckens (Aufenthaltszeit etwa 1,0 - 1,5 Stunden) gelangt die flüssige Phase in ein Belebungsbecken mit Kreiselbelüftung und von dort in das Nachklärbecken. Wie bei jeder Belebungsanlage ist eine Rücklaufschlammförderung vorhanden. Der Frischschlamm aus dem Vorklärbecken und der Überschußschlamm (vom Rücklaufschlamm) können periodisch in die Einrichtung zur Beschickung der Phasentrennung abgelassen werden. Die gereinigte Flüssigkeit wird einem entsprechenden Behälter zugeleitet. Dessen Inhalt wird durch den landwirtschaftlichen Nutzungsplan und die seuchenhygienischen Anforderungen bestimmt. Die gereinigte Dünnpfase wird verregnet, ein gewisser Anteil wird über einen Saugschacht zur Spülung der Stallungen verwendet.

Die feste Phase wird von den Anlagen zur Phasentrennung zu jenem Anlageteil gebracht, in dem die Umwandlung zu Dünger oder Kompost vor sich geht. In allen Fällen ist die Verarbeitung der festen Phase sorgfältig durchzuplanen, da diese als organischer Dünger nach den Überlegungen im landwirtschaftlichen Plan verwertet werden soll.

Die für alle drei genannten Verfahren erforderlichen Flächen für die Verregnung und Verrieselung folgen aus Tabelle 1.

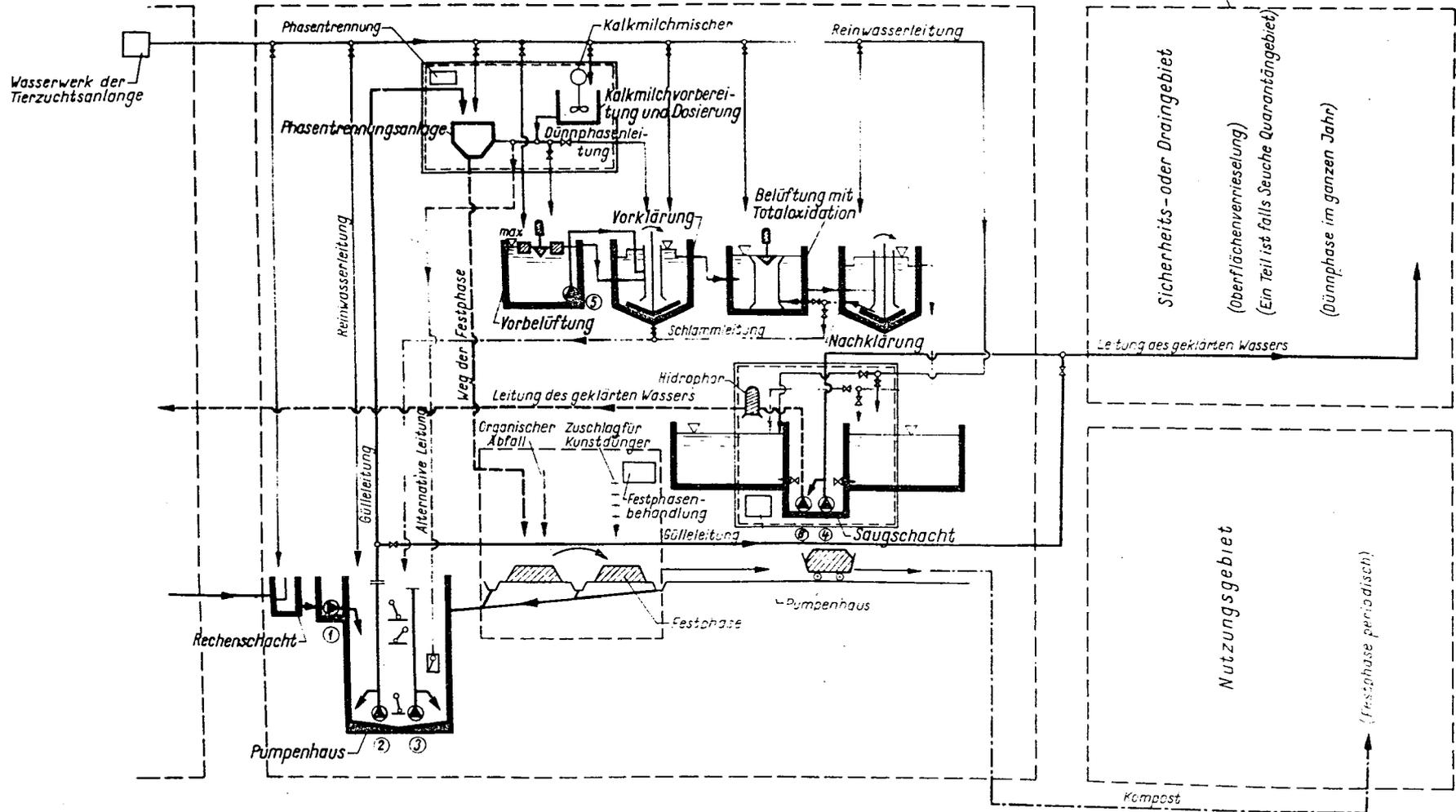
Drittes technologisches Verfahren Grössere Qualitätsanforderung

Abb. 4

Tierzuchtsanlage

Behandlungsanlage

Ablagerungsgebiet



Bedarf an landwirtschaftlich bebaubarem Verrieselungsgebiet in ha bei der Massentierhaltung Tabelle 1
zur Verrieselung der behandelten Gülle in der Funktion der Behandlungsmethode

| Tierart | Stückzahl | Erstes technologisches Verfahren | | | | Zweites technologisches Verfahren | | | | Drittes technologisches Verfahren | | | | | | | |
|----------|-----------|----------------------------------|-------------------------|------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|------------|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|------------|----------------------------------|
| | | Gülle m ³ /Tag | Oberflächenverrieselung | Verregnung | insgesamt (spezifische Tierzahl) | Dünnphase m ³ /Tag | Oberflächenverrieselung | Verregnung | insgesamt (spezifische Tierzahl) | Kleinere Qualitätsanforderung | | | | Größere Qualitätsanforderung | | | |
| | | | | | | | | | | Dünnphase m ³ /Tag | Oberflächenverrieselung | Verregnung | insgesamt (spezifische Tierzahl) | Dünnphase m ³ /Tag | Oberflächenverrieselung | Verregnung | insgesamt (spezifische Tierzahl) |
| Schweine | 6.000 | 156 | 150 | 23,4 | 170,4 (35) | 140 | 122 | 14 | 136 (44) | 138 | 17 | 17 | 34 (176) | 138 | 17 | 17 | 34 (176) |
| | 12.000 | 312 | 300 | 46,8 | 340,8 (35) | 280 | 244 | 28 | 272 (44) | 276 | 34 | 34 | 68 (176) | 276 | 17 | 17 | 68 (176) |
| Rinder | 500 | 75 | 80 | 11 | 91 (5,5) | 71 | 68 | 7 | 75 (6,66) | 70 | 8,5 | 8,5 | 17 (29,5) | 70 | 8,5 | 8,5 | 17 (29,5) |
| | 1.000 | 150 | 160 | 22 | 182 (5,5) | 142 | 136 | 14 | 150 (6,66) | 140 | 17 | 17 | 34 | 140 | 8,5 | 8,5 | 17 (29,5) |

Durch die beschriebenen Verfahren und ihre verschiedenen Varianten wird eine Gewässerverunreinigung vermieden, und auch weitere Belange des Umweltschutzes können vollständig berücksichtigt werden.

Die ungarische Regierung hat im kommenden Fünfjahresplan die für die Verbesserung der bestehenden Zustände erforderlichen Mittel bereitgestellt. Im Jahre 1975 werden wir in der Lage sein, im Rahmen eines internationalen Symposiums in Ungarn über unsere Ergebnisse zu berichten. Wir werden nicht nur über die praktische Anwendung referieren, sondern das theoretische Fundament unserer Überlegungen klarlegen.

Zur Zeit sind Versuche über den Abbau im Belebungsverfahren von Krankheitserregern verschiedener charakteristischer tierischer Erkrankungen im Gange (Maul- und Klauenseuche, Schweinepest, Tuberkulose, etc.). Diese Versuche sind von überaus großer Bedeutung, da der Erfolg einer Viehgroßzucht davon abhängt, ob die geforderten veterinärhygienischen Bedingungen erreicht werden.

Über die günstigsten Lösungsformen für die Bewässerung, über die zweckmäßigste Ausgestaltung der Kläreinheiten, über das optimale Maß der Chemikaliengabe usw. sind ebenfalls noch Versuche im Gange.

Wolfgang Stalzer:

Schlammwässerung mit Druckbandfiltern
und Zentrifugen

1. Einführung

Die künstliche Schlammwässerung wird von den zur Verfügung stehenden Konditionierungsmitteln beeinflusst. Durch die Anwendung von Polyelektrolyten bei der Entwässerung von kommunalem Klärschlamm konnten sowohl mit Druckbandfiltern wie auch mit Zentrifugen befriedigende Betriebsergebnisse erzielt werden.

Polyelektrolyte sind organische, wasserlösliche, kettenförmige Polymerisationsprodukte von Kohlenwasserstoffverbindungen und wirken je nach ihrem Aufbau entladend bzw. vernetzend auf die einzelnen kolloidalen Schlammteilchen. Dadurch koagulieren die Schlammteilchen, bilden größere Flocken und das Zwischenraumwasser wird freigesetzt. Je nach dem Ladungscharakter des Polyelektrolytes wird in kationische und anionische Polymere unterschieden.

Bei Kommunalschlämmen werden fast ausschließlich kationaktive Verbindungen, die den negativen Ladungen der Schlammteilchen entgegen wirken, eingesetzt.

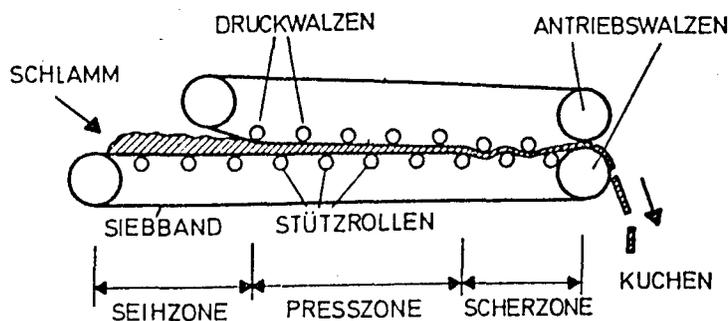
Die Konditionierung mit synthetischen Flockungsmitteln ermöglicht damit auch für kleinere Anlagen den Einsatz der maschinellen Schlammwässerung, wie Druckbandfilter und Zentrifugen.

2. Druckbandfilter

2.1 Wirkungsweise

Kontinuierlich arbeitende Bandfilter bestehen im wesentlichen aus zwei endlosen Bändern (Siebbändern bzw. Druckbändern), zwischen denen die mechanische Auspressung des nach Konditionierung des Schlammes frei werdenden Wassers erfolgt.

Die für die Halterung der Bänder erforderlichen Umlenk-, Regulier- und Druckrollen sind in einem Profilstahlrahmen gelagert. Ebenso sind die Nebenaggregate, wie Mischeinrichtung, Kuchenabnahme und Wascheinrichtung für die Filterbänder im Maschinenteil vereinigt. Der zu entwässernde Schlamm wird in einer Mischtrommel mit synthetischen Flockungsmitteln (Polyelektrolyten) versetzt und geflockt. Anschließend durchläuft das Schlammwassergemisch die Entwässerungsmaschine.



Die Entwässerung geht in 3 Phasen vor sich:

In der ersten Phase läuft das freigesetzte Zwischenraumwasser infolge der Schwerkraftwirkung durch die Maschen des Siebbandes ab. Die gebildeten Schlammflocken werden auf dem Sieb zurückgehalten.

Anschließend wird der Schlamm der keilförmigen Preßzone zugeführt, in der durch die beiden Bänder ein zunehmender Druck auf den Schlamm ausgeübt wird.

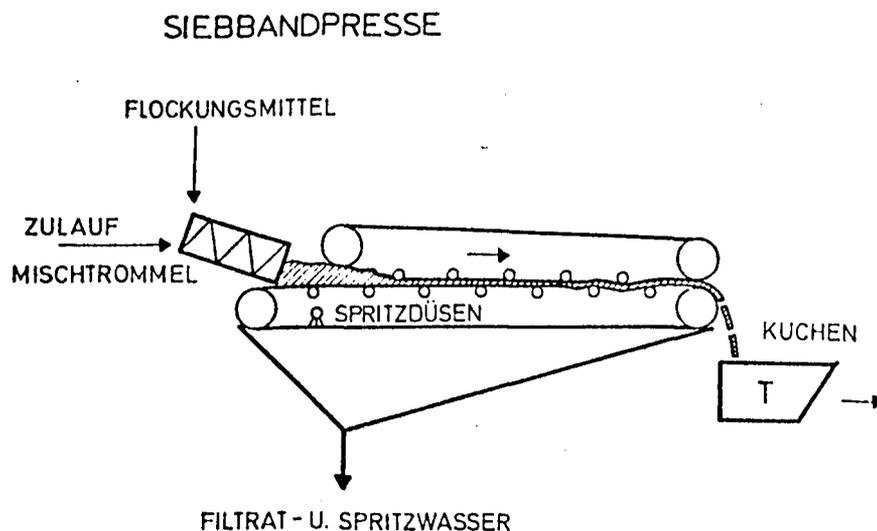
In der 3. Phase wird der Sieblauf mehr oder weniger stark abgewinkelt und über versetzte Walzen geführt. In dieser Zone wird der Schlamm weiter gepreßt und zusätzlich einer Walkung und Scherbeanspruchung ausgesetzt, um einen möglichst hohen Endfeststoffgehalt zu erreichen.

An den Umlenkrollen wird der entwässerte Schlamm mit Hilfe eines Schabers von den Bändern abgenommen. In der Rückführung der Siebbänder sind Spritzdüsen zur Reinigung vorgesehen. Der Bandlauf wird automatisch kontrolliert und bei Bedarf durch Regelrollen korrigiert.

2.2 Anwendung

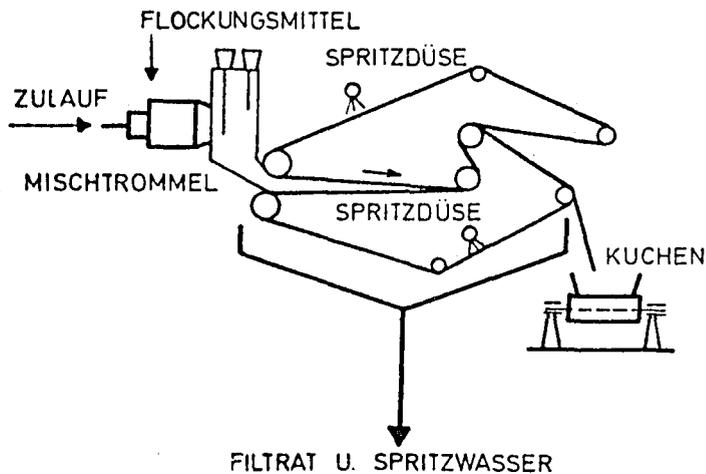
Bandfilter wurden vor dem Einsatz in der Schlammentwässerung vor allem in der Papier- und Zellstoffindustrie zur Entwässerung von Faserstoffen angewendet.

Für die Klärschlammentwässerung werden in jüngster Zeit mehrere Typen angeboten. Sie unterscheiden sich hauptsächlich in der Wahl der Bänder und durch die Art der Bandführung.



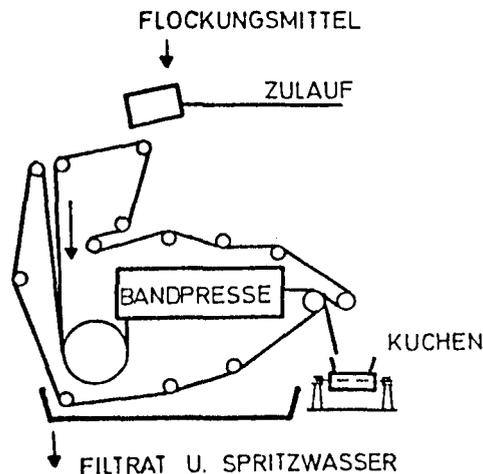
Die Siebbandpresse besitzt ein unteres Siebband aus Trevira und Edelstahl (Maschenweite 0,1 x 0,42 mm) und ein oberes Preßband aus Gummi. Die Entwässerung erfolgt durch das Untersieb.

DOPPELSIEBPRESSE



Bei der Doppelsiebpresse sind beide Bänder als Siebbänder (Polyestergewebe mit 14 bis 22 Monofilon pro cm) ausgeführt. Der Sieblauf wird nach der Keilzone über Umlenkwalzen in einem sog. S-Zug geführt.

WINKELPRESSE



Auch die Winkelpresse weist zwei Siebbänder - ebenfalls Polyestergerewebe mit 18 bis 20 Monofilien pro cm - auf. Im Gegensatz zu den vorangegangenen Bauarten erfolgt bei der Winkelpresse die erste Phase der Schwerkraftentwässerung in einem senkrechten keilartig aufgehenden Teil der Bänder. Im Anschluß an die Preßzone wird der Schlamm in mehreren S-förmigen Umschlingungen gewalkt.

Ein weiteres Druckbandfilter ist die in der Schweiz erzeugte Turmpresse. Hier wurde der Funktionsablauf senkrecht angeordnet.

Bandfilter werden im kommunalen Bereich für die Entwässerung von Primärschlamm, Überschußschlamm bzw. aerob stabilisiertem Schlamm und von ausgefaultem Schlamm eingesetzt.

2.3 Entwässerungsverhalten am Beispiel der Doppelsiebpresse

2.3.1 Allgemeines

Die Entwässerungsleistung der Doppelsiebpresse wird von folgenden Parametern beeinflusst:

- Durchsatzleistung
- Flockungsmittelzugabe
- Bandgeschwindigkeit
- Spannung der Siebbänder

Im Lauf von mehrwöchigen großtechnischen Untersuchungen auf der Kläranlage der Stadt Baden, die im Auftrag der Stadt Wien, Magistratsabteilung 30 durchgeführt wurden, konnte der Einfluß dieser Kenngrößen bei der Entwässerung von Faulschlamm bestimmt werden.

Der für die Untersuchungen herangezogene Faulschlamm kann als normal ausgefaulter Schlamm einer mechanisch-biologischen Anlage bezeichnet werden. Der organische Anteil lag zwischen

45 und 60 %. Der Feststoffgehalt schwankte zwischen 2,9 und 4,7 % und lag damit etwas niedrig.

Die Temperatur des Schlammes vor der Entwässerung betrug 22 bis 29° C und lag in der Mehrzahl der Untersuchungen zwischen 26 und 28° C. Der pH-Wert des ausgefaulten Schlammes schwankte zwischen pH = 7,6 und pH = 8,0.

Die Entwässerungsanlage wurde direkt neben den Eindickern aufgebaut. Mit Hilfe einer Exzentrerschneckenpumpe wurde der Schlamm entnommen und nach Zuleitung des Flockungsmittels (Konzentration 0,1 %) über die Mischtrommel der Doppelsiebpresse zugeführt. Die Bandbreite der Versuchspresse betrug 0,5 m. Der Kuchenaustrag erfolgte über ein Förderband. Filtratwasser und Spritzwasser für die Reinigung der Siebbänder wurden gemeinsam abgeleitet.

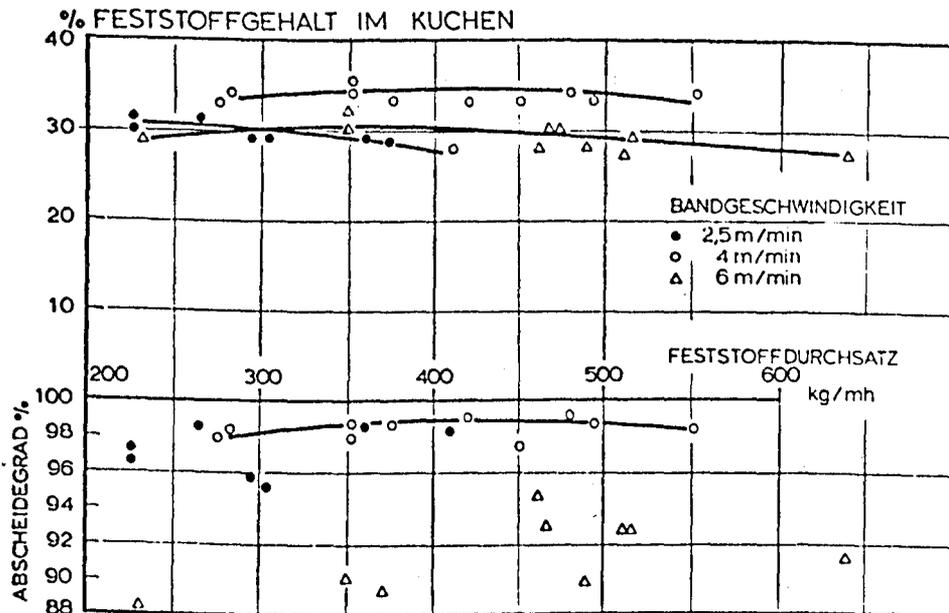
2.3.2 Versuchsergebnisse

Die Hauptdaten der Versuchsergebnisse sind in Tabelle 1 im Anhang beigegeben. Unmittelbare Vergleiche des Einflusses eines Betriebskennwertes sind nur unter Vorbehalt möglich, da Feststoffgehalt, organischer Anteil, Temperatur und pH-Wert des zu entwässernden Schlammes sich änderten. Im folgenden sollen die Charakteristika der einzelnen Einflußfaktoren umschrieben werden:

Durchsatzleistung

Bezogen auf 1 m Arbeitsbreite der Siebbänder konnten Durchsatzleistungen zwischen 6 und 16 m³/m.h erreicht werden. Der Feststoffdurchsatz lag zwischen 230 und 640 kg/m.h.

Wird neben Durchsatzleistung auch Abscheidegrad, Feststoffgehalt des Kuchens und Flockungsmittelbedarf berücksichtigt, so liegen die optimalen Ergebnisse im Bereich von 6 bis 12 m³/m.h bzw. 300 bis 500 kg FS/m.h. Die Durchsatzleistung wird wesentlich von der Bandgeschwindigkeit beeinflusst.

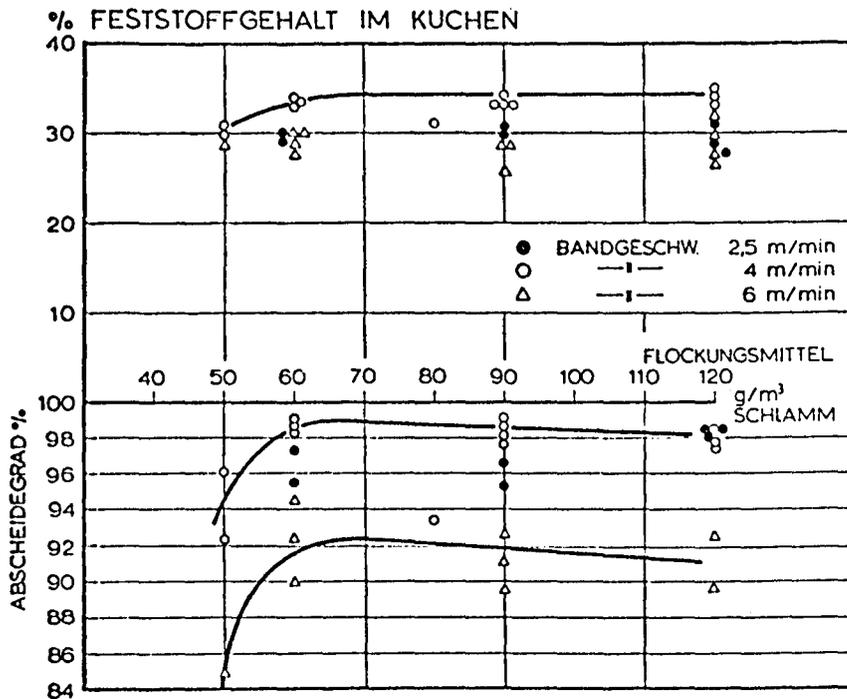


Je größer die Bandgeschwindigkeit ist, umso größere Durchsätze werden erzielt. Der Feststoffgehalt im Kuchen und der Abscheidegrad sind gegenläufig, sodaß mit hohen Durchsatzleistungen der Feststoffgehalt im Kuchen zurückgeht und die Restverschmutzung im Filtrat und Spritzwasser zunimmt. Bis zu Durchsatzleistungen von 12 bis 13 m³/m.h bzw. etwa 500 kg FS/m.h konnte ein Feststoffgehalt über 30 % erreicht werden. Die Restverschmutzung lag dabei zwischen 1 und 2 %.

Flockungsmittelzugabe

Um den Einfluß verschiedener Fabrikate auszuschalten, wurden alle Untersuchungen mit dem gleichen Flockungsmittel durchgeführt. Bereits ab 50 g/m³ (1,1 g/kg FS) konnte eine gute Flockung und Vernetzung erzielt werden, im Ablauf waren jedoch noch hohe Feststoffanteile (80 - 90 % Abscheidegrad) feststellbar. Bei Dosierungen von 60 g/m³ bzw. 1,3 bis 1,5 g/kg FS waren bereits optimale Trockengehalte und Ablaufqualitäten erreicht.

Die Steigerung auf 90 und 120 g/m³ bzw. 2 bis 3 g/kg FS hatte keinen Einfluß auf Trockengehalt und Abscheidegrad. Lediglich die Durchsatzleistung konnte etwas erhöht werden.



Ein Bezug der Flockungsmittelzugabe auf die Feststoffmenge ergab keine Aussage hinsichtlich einer optimalen Dosierung. Hingegen konnte bei Beziehung auf das durchgesetzte Volumen deutlich der Sprung von 50 auf 60 g/m³ (beide Versuche mit 1,3 kg/kg FS) festgelegt werden.

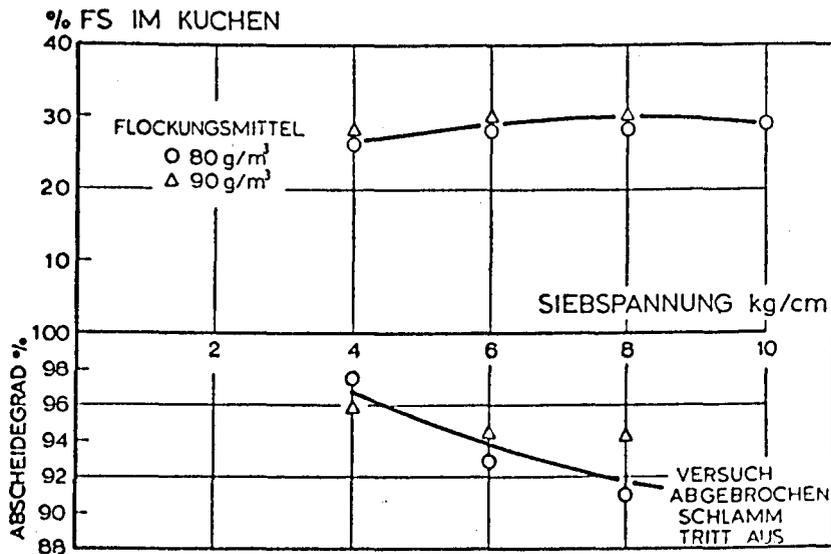
Bandgeschwindigkeit

Die Bandgeschwindigkeit wurde zwischen den Einstellungen 2,5, 4 und 6 m/min verändert. Als optimale Bandgeschwindigkeit für den Badener Schlamm wurde 4 m/min ermittelt. Ab Flockungsmitteldosierungen über 60 g/m³ konnten Feststoffgehalte im Kuchen zwischen 30 und 35 % erreicht werden. Die Verschmutzung des Filtrat- und Spritzwassers blieb relativ nieder, der Abscheidegrad lag zwischen 97,5 und 99 %. Bei der geringeren Bandgeschwindigkeit (2,5 m/min) lag die Restverschmutzung in der selben Größenordnung, der Feststoffgehalt war jedoch trotz der längeren Preßdauer in der Maschine niedriger (28 bis 31 %). Mit der hohen Bandgeschwindigkeit von 6 m/min konnte zwar der

Durchsatz auf $16 \text{ m}^3/\text{m.h}$ ($640 \text{ kg FS}/\text{m.h}$) gesteigert werden, der Abscheidegrad sank jedoch auf 85 bis 90 %. Auch bei dem Feststoffgehalt des Kuchens konnten nur mehr Werte zwischen 26 und 32 % erreicht werden.

Siebspannung

Die Spannung von Ober- und Untersieb kann im Bereich von 4 bis etwa $12 \text{ kg}/\text{cm}$ verändert werden.



Mit zunehmender Siebspannung wird keine wesentliche Steigerung des Trockengehaltes erzielt, die Verschmutzung des Filtrat- und Spritzwassers hingegen nimmt stark zu. Bei der Siebspannung $10 \text{ kg}/\text{cm}$ wurde der Druck auf den Schlammkuchen in der Umschlingung so groß, daß Schlamm seitlich austrat und der Versuch abgebrochen werden mußte. Der Bereich zwischen 4 und $6 \text{ kg}/\text{cm}$ dürfte hinsichtlich Trockengehalt und Restverschmutzung für die Entwässerung von Kommunalschlämmen am günstigsten sein.

2.3.3 Restverschmutzung im Filtrat

Neben der Feststoffbelastung wurden Filtrat- und Spritzwasser auch auf den Gehalt an gelösten organischen Stoffen untersucht. Rückbezogen auf das Filtrat liegen die Mittelwerte für die filtrierte Proben (Papierfilter) für den BSB₅ bei 53 mg/l, COD bei 262 mg/l und TOC bei 123 mg/l.

| | Schwankungsbereich (engere Auswahl) | Mittelwert | |
|------------------|--|------------|------|
| BSB ₅ | 30 - 70 | 53 | mg/l |
| COD | 150 - 400 | 262 | mg/l |
| TOC | 50 - 200 | 123 | mg/l |

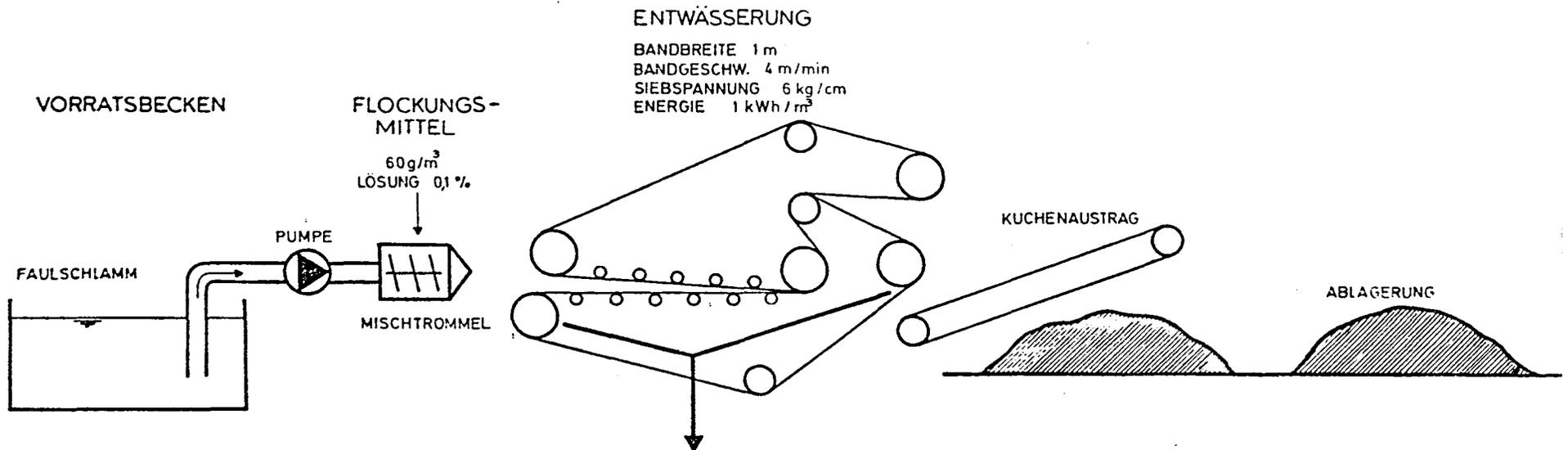
2.3.4 Energieverbrauch

Bei einem Durchsatz von 12 m³/m.h wurde eine Bruttoleistung (Doppelsiebpresse, Pumpen und Rührwerk, Mischtrommel inkl. Förderband zum Kuchenauswurf) von 4,2 kW gemessen. Bezogen auf die Arbeitsbreite von 0,5 m betrug der Leistungsbedarf 0,7 kWh/m³.

Für mittlere Durchsätze kann etwa 1 kWh/m³ als spezifischer Energieverbrauch angesetzt werden.

2.3.5 Stickstoffbilanz

Mit Rücksicht auf eine eventuelle landwirtschaftliche Verwertung des entwässerten Schlammes wurde der Stickstoffgehalt bzw. die Stickstoffbilanz bei mehreren Versuchseinstellungen bestimmt. Die Mittelwerte sind in der graphischen Zusammenstellung aufgeführt. Im ausgefaulten Schlamm war der Gesamtstickstoffgehalt bei 1,64 kg/m³. Im entwässerten Schlamm konnten 68 % bzw. 8,9 kg/m³ bestimmt werden. In das Filtrat- und Spritzwasser gingen 32 % der ursprünglichen Menge.



| FAULSCHLAMM | FLOCKUNGSM. | FILTRAT UND SPRITZWASSER | KUCHEN | KUCHEN |
|---|--------------------|--|---|---|
| DURCHSATZ 10 m ³ /h | 600 l/h 600 g/h | 9,3 m ³ /h 5,9 m ³ /h | 1,3 m ³ /h | |
| FESTSTOFFGEHALT 4,8 % 480 kg FS/h | 1,3 g/kg FS | 4 ml/l bzw. 0,32 g FS/l 48 kg FS/l bzw. 1% des Zulaufes | 34 % 432 kg FS/h | |
| GLÜHVERLUST 46 % | | | | |
| GESAMT - N 16,4 kg/h 1,64 kg/m ³ 100 % | | 5,2 kg/h 32 % | 11,6 kg/h bzw. 8,9 kg/m ³ 68 % | NACH 3 MONATEN 4,5 kg/m ³ 34 % |

2.3.6 Betriebsverhalten

Im ausgefaulten Schlamm waren fallweise scharfkantige Fremdkörper wie z.B. Glasstücke, Kronenkorke und Rasierklingen feststellbar. Bedingt durch die starke Pressung des Schlammes zwischen den Siebbändern traten Schäden durch diese Grobstoffe an den Siebbändern auf. Bei einem großtechnischen Einsatz ist daher die Vorschaltung eines Zyklons oder eventuell auch von Siebanlagen zur Abscheidung der Fremdkörper zu empfehlen. Für das Auswechseln der Bänder selbst werden etwa 1,5 bis 2 Stunden benötigt. In der mehr als dreiwöchigen Untersuchungsperiode konnten keine weiteren Betriebsstörungen festgestellt werden.

2.4 Vergleich mit Untersuchungen weiterer Druckbandfilter

2.4.1 Siebbandpresse

Straub (1969) berichtete über den großtechnischen Einsatz von Siebbandpressen bei der Entwässerung von Faulschlamm. Bei einem Durchsatz von $2,5 \text{ m}^3/\text{m.h}$ konnte der ursprüngliche Feststoffgehalt von 5,6 % auf 18 bis 22 % gesteigert werden und damit das Volumen auf etwa $1/4$ vermindert werden. Der Flockungsmittelbedarf lag bei 100 g/m^3 , verwendet wurde das kationaktive Fällungsmittel Plex der Fa. Röhm und Haas.

Eingehende Untersuchungen wurden 1967 und 1968 vom Ruhrverband durchgeführt. Imhoff (1971) und Rösler (1971) veröffentlichten die Ergebnisse. Ein tabellarischer Auszug aus den in den ATV-Berichten Bd. 2 enthaltenen Untersuchungen ist in Tabelle 2 aufgeführt. Die Endfeststoffgehalte lagen zwischen 18 und 29 %, wobei aerob stabilisierter Schlamm und Überschussschlamm am schlechtesten entwässerten. Frischschlämme aus Primär- und Tropfkörperschlamm (4) sowie Faulschlamm aus Emscherbrunnen zeigten ein günstigeres Verhalten als Frischschlämme aus Primär- und Überschussschlamm (6).

Auch die Untersuchungen von Zeper (1971) bestätigen das ungünstigere Entwässerungsverhalten von Frischschlamm aus biologischen Anlagen. Danach konnte aerob stabilisierter Schlamm (TS etwa 4 %, GV rund 65 %) auf 16 % Trockensubstanzgehalt entwässert werden. Der Durchsatz betrug 0,8 bis 1,3 m³/m.h. bei einer Flockungsmittelzugabe von 3 g/kg TS (Praestol 444 K). Der Abscheidegrad lag über 90 %.

2.4.2 Winkelpresse

Bei 1973 durchgeführten Entwässerungsversuchen durch die Erzeugerfirma wurden die in Tabelle 3 auszugsweise wiedergegebenen Ergebnisse erzielt. Auch hier wurde Faulschlamm und Primärschlamm leichter entwässert als Überschussschlamm oder aerob stabilisierter Schlamm. Der Durchsatz bezogen auf 1 m Bandbreite liegt in derselben Größenordnung wie bei der Doppelsieb- und Winkel- oder Winkel- und Winkel- presse. Ist der Feststoffgehalt des Schlammes im vergleichbaren Bereich (3 bis 5 % TS), so wird auch etwa der gleiche Trockengehalt im Kuchen (25 bis 35 %) erzielt. Bezogen auf die Wirksubstanz lag der Flockungsmittelbedarf zwischen 130 und 250 g/m³.

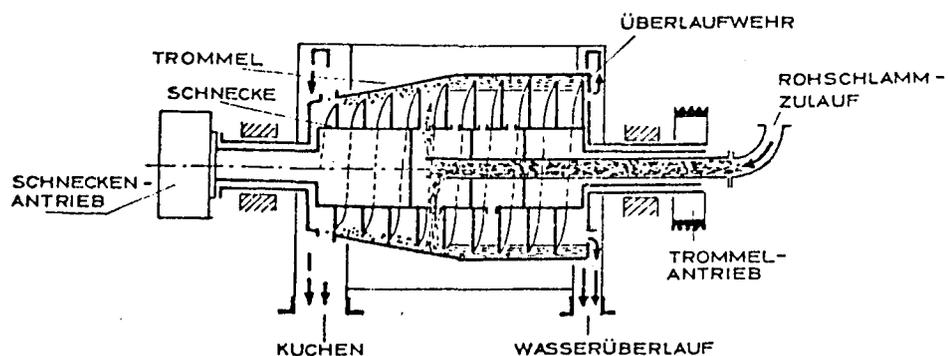
Bei der Winkelpresse wird das Filtrat- und Spritzwasser in einem Filtratsammler mechanisch gereinigt und teils im Kreislauf als Spritzwasser wieder verwendet. Angaben über die Verschmutzung des Filtratablaufes bzw. Abscheidegrad liegen nicht vor.

3. Zentrifugen

Die Entwässerung von Klärschlämmen mittels Zentrifugen wird seit den Anfängen der Abwassertechnik versucht. Für die zur Schlammentwässerung eingesetzten Vollmantel-Schnecken-zentrifugen (Dekantierzentrifugen) werden noch im "Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik" Bd. 3 (1969) Abscheidegrade von 40 - 70 % und Zentrifugatkonzentrationen von 1 - 4 % TS angegeben. Erst die Verwendung synthetischer Flockungsmittel und die dadurch ermöglichte weitgehende Abtrennung der Feststoffe aus dem Schlammwasser haben zu einem befriedigenden Einsatz der Zentrifugen in der Klärschlammentwässerung geführt.

3.1 Aufbau und Wirkungsweise

Vollmantel-Schnecken-zentrifugen bestehen aus einem rotierenden Hohlkörper (Vollmantel) sowie aus einer innenliegenden Schnecke zum Dickstoffaustrag und der Entnahmevorrichtung für das Zentrifugat.



Der Vollmantel besteht aus einem zylindrischen Sedimentations-teil und einem konischen Entwässerungsteil. Die im Inneren laufende Schnecke läuft mit einer geringfügig höheren Drehzahl als der außen liegende Vollmantel.

Die Trennung der Schlammfeststoffe vom Wasser erfolgt bei den kontinuierlich arbeitenden Zentrifugen durch Sedimentation. Die Kraftwirkung wird jedoch im Gegensatz zu den normalen Absetzbecken durch die Zentrifugalkraft auf ein Vielfaches der Erdbeschleunigung erhöht. Der konditionierte Rohschlamm wird direkt in die Maschine geleitet. Die schweren mineralischen Schlammanteile werden nach außen geschleudert, dann folgen nach innen zu die leichteren organischen Stoffe, der Flockenschaum, die Kolloide und ganz innen das Schlammwasser. Die vom Wasser getrennten Feststoffe werden durch die Schnecke allmählich ausgetragen. Das Schlammwasser fließt über ein ringförmiges Wehr ab. Durch die Höhe des Überlaufwehres wird die Höhe des Schlammstandes in der Trommel festgelegt.

Auf eine Erläuterung der mathematischen Zusammenhänge wird verzichtet, da die Grundlagen und Formeln im "Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik" (1969) bzw. von Vater (1971) im Band 6 der Wiener Mitteilungen ausführlich dargestellt sind.

3.2 Anwendung

Je nach Führung der zu trennenden Phasen werden Gleichstrom- bzw. Gegenstromzentrifugen angewendet.

Bei der im Gleichstrom arbeitenden Zentrifuge bewegen sich Überstandswasser und Feststoff von der Schlammaufgabe aus gesehen in gleicher Richtung. Die Abnahme des Zentrifugates erfolgt mittels eines höhenverstellbaren Schöpfrohres.

Überstandswasser und Feststoffe bewegen sich bei den Gegenstromzentrifugen innerhalb der Maschine in entgegengesetzter Richtung. Die am Trommelmantel sedimentierten Feststoffe werden durch die Schnecke aus dem Teich in die Trockenstrecke und am Ende des Konus aus der Zentrifuge herausbefördert. Das Schlammwasser wird über das Ringwehr abgezogen.

Im Bereich der Kommunalschlamm-entwässerung werden überwiegend Gegenstromzentrifugen betrieben. Für Dekantierzentrifugen werden je nach Maschinengröße Schlammdurchsätze zwischen 2 und 50 m³/h angegeben.

3.3 Entwässerungsverhalten

3.3.1 Allgemeines

Vollmantel Schnecken-zentrifugen werden durch folgende Größen gekennzeichnet:

Innendurchmesser

Mantellänge

Drehzahl und Beschleunigungsziffer

Der Innendurchmesser bezogen auf die Mantellänge ergibt den Schlankheitsgrad λ . Im Bereich der Kommunalschlamm-entwässerung werden sog. Langmantel-zentrifugen mit einem Schlankheitsgrad von $\lambda = 2,5$ bis 5 verwendet. Die über die Drehzahl und den Durchmesser errechenbare Beschleunigungsziffer kennzeichnet die Kräfteverhältnisse.

Das Entwässerungsverhalten wird von folgenden Faktoren beeinflusst:

Durchsatzleistung

Flockungsmittelmenge

Differenzdrehzahl der Schnecke

Die Eignung von Schläm- men und Entwässerungsmitteln für die Schlamm-zentrifugierung kann nur durch Untersuchungen im technischen Maßstab bestimmt werden.

Auf der Kläranlage der Stadt Baden konnte der Einfluß der Kenngrößen bei der Entwässerung von ausgefaultem und frischem Schlamm untersucht werden.

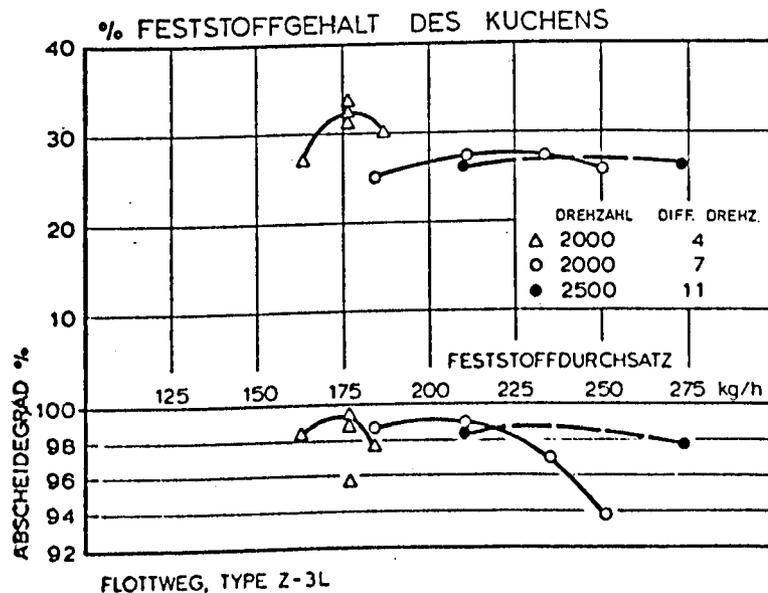
3.3.2 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse für Faulschlamm sind auszugsweise auf Tabelle 4 wiedergegeben. Wiederum sind unmittelbare Vergleiche des Einflusses eines Kennwertes nur unter Vorbehalt möglich, da die beeinflussenden Faktoren wie Feststoffgehalt, org. Anteil, Temperatur und pH-Wert des zu entwässernden Schlammes nicht konstant gehalten werden konnten.

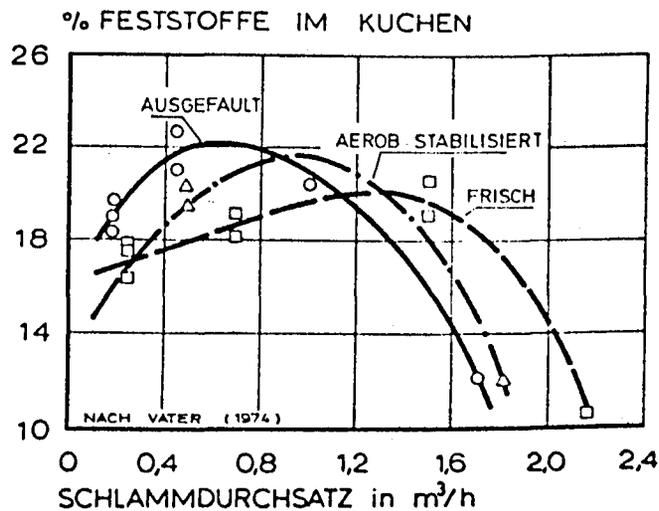
Das Entwässerungsverhalten wird durch den erreichten Trockensubstanzgehalt im Kuchen und durch den Abscheidegrad charakterisiert.

Durchsatzleistung

Die Schlammdurchsatzleistung ist von maschinenbaulichen Parametern und dem zu entwässernden Medium abhängig. Die vom Erzeugerwerk angegebene Durchsatzleistung von 5 bis 10 m³/h konnte auch in den Versuchen bestätigt werden.



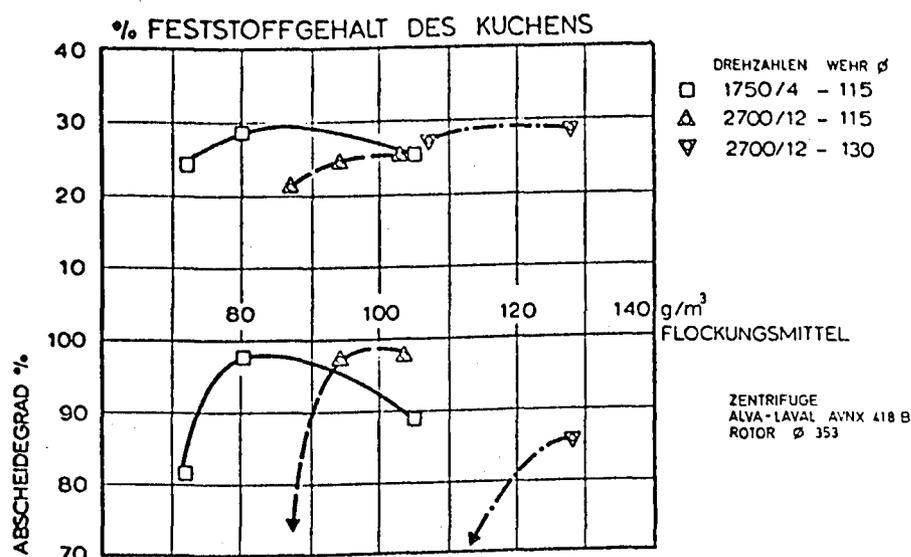
Höhere Durchsätze werden im allgemeinen durch höhere Drehzahlen, einer größeren Flockungsmittelzugabe oder Anhebung der Differenzdrehzahl erreicht. Die Differenzdrehzahl beeinflusst den Feststoffaustrag. Je höher die relative Drehzahl der Schnecke ist, umso kürzer ist die Aufenthaltszeit der Feststoffteilchen in der Zentrifuge und umso größer daher der Durchsatz. Feststoffgehalt des Austrages und Abscheidegrad fallen bei höheren Durchsätzen wieder ab. Die Abhängigkeit der Feststoffe im Austrag vom Schlammumsatz bei verschiedenen Schlämmen zeigt Vater (1974). Für die am Forschungsklärwerk Stuttgart-Büsnau durchgeführten Untersuchungen wurde eine Dekantierzentrifuge mit einer Drehzahl von 2750 U/min, Rotorlänge von 690 mm und Rotordurchmesser von 230 mm verwendet.



Flockungsmittelbedarf

Für die Konditionierung des Schlammes in Baden wurde das pulverförmig kationische Hercofloc SPX 1038 eingesetzt. Das Flockungsmittel wurde in Lösungen von 0,1 % bzw. 0,05 % zugeetzt. Bei einigen Versuchen wurde vergleichsweise auch ein Produkt der Fa. Stockhausen beigegeben.

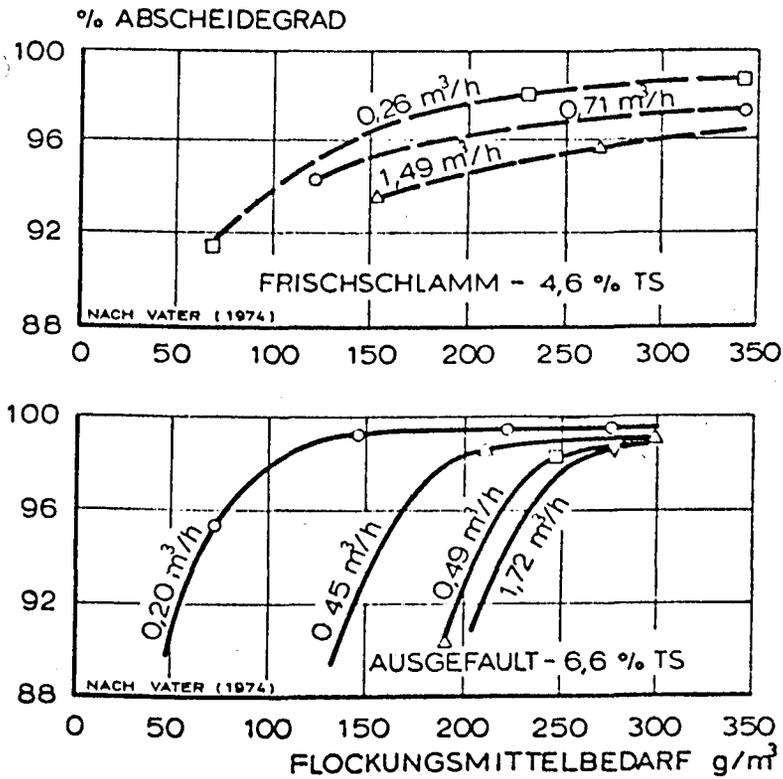
Bezogen auf den m^3 verarbeiteten Schlamm konnte mit einem Flockungsmittelverbrauch von 70 bis 85 g/m^3 bzw. 2,2 bis $3,8 \text{ g/kg TS}$ eine stabile Flockung und ein Abscheidegrad von 96 bis 99 % erreicht werden. Die Abhängigkeit des Feststoffgehaltes und des Abscheidegrades von der Flockungsmittelzugabe konnte bei Paralleluntersuchungen mit einer weiteren Zentrifuge aufgezeigt werden.



Der Flockungsmittelbedarf steigt mit zunehmender mechanischer Beanspruchung der Flocken. Wird die Drehzahl bzw. der Durchsatz gesteigert, sind höhere Dosierungen erforderlich.

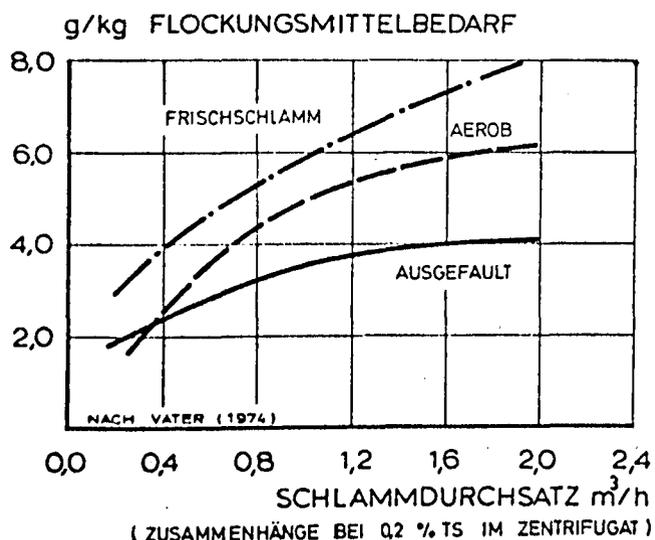
Während bei den Versuchen in Baden für jede Einstellung ein optimaler Flockungsbereich sich abzeichnete, konnte bei den Untersuchungen von Vater (1974) kein Einfluß einer Überflockung festgestellt werden. Deutlich ist jedoch auch hier die Abhängigkeit des Flockungsmittelbedarfes von der mechanischen Beanspruchung (Durchsatzmenge) gegeben.

Wird ein Vergleich des Flockungsmittelverbrauches für verschiedene Schlammarten angestrebt, ist eine Beziehung auf die Feststoffmenge erforderlich. Bei den Untersuchungen in Baden konnte Faulschlamm mit 2 bis 4 g organischen Flockungsmitteln/kg TS



ausreichend konditioniert werden, während für die Frischschlammzentrifugierung 4 bis 5 g/kg TS erforderlich waren.

Die im Band 2 der Berichte zur Abwasser- und Abfalltechnik der ATV angeführten Untersuchungen bestätigen den höheren Flockungsmittelbedarf für Überschussschlamm bzw. aerob stabilisierte Schlämme. In Tabelle 5 sind auszugsweise einige Ergebnisse wiedergegeben. Auch die Untersuchungen in Stuttgart-Büsnau (Vater, 1974) erbrachten den geringsten Flockungsmittelbedarf für ausgefaulten Schlamm.



Trommeldrehzahl

Die Sedimentationsgeschwindigkeit eines Schlammpartikels ist von der Beschleunigung abhängig. Theoretisch sollten sich deshalb die Schlammpartikel bei großen Drehzahlen besser absetzen als bei kleinen. Bei sehr hohen Drehzahlen, wie sie früher auch angewendet wurden, treten in der Zentrifuge wieder Wirbelzonen auf, sodaß der Wirkungsgrad wieder schlechter wird. Insbesondere mit der Anwendung der Polyelektrolyte sind die Drehzahlen erheblich gesenkt worden, da auch die Schlammflocke nur begrenzt der mechanischen Beanspruchung standhält.

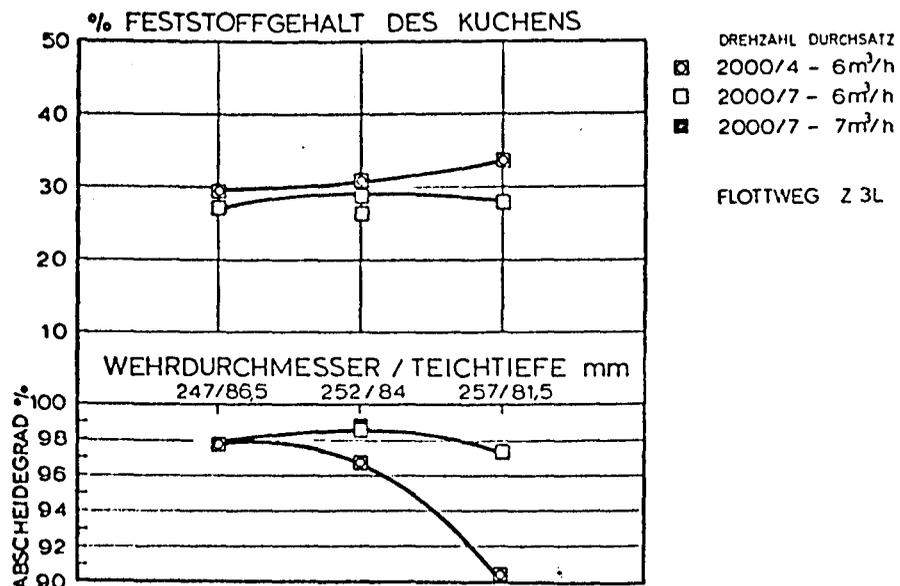
Die Badener Versuche wurden im Drehzahlbereich von 1500 bis 2500 Upm ausgeführt. Die Beschleunigungsziffer lag damit zwischen 530 und 1480 g. Als optimale Drehzahl konnte 2000 Upm mit einer Beschleunigungsziffer von 920 g festgelegt werden. Höhere Drehzahlen erbrachten keine weiteren Verbesserungen des Trockengehaltes oder des Abscheidegrades, bewirkten jedoch einen starken Anstieg des Energieverbrauches.

Differenzdrehzahl der Schnecke

Mit geringeren Differenzdrehzahlen der Austragsschnecke, d.h. mit einer längeren Aufenthaltszeit der Feststoffe in der Zentrifuge, werden höhere Trockengehalte erreicht, die Durchsatzleistung wird jedoch geringer.

Wehrdurchmesser und Teichtiefe

Innerhalb der Trommel werden die Feststoffteile an die Innenwand der Trommel geschleudert, während das von den Feststoffen getrennte Wasser über ein ringförmiges Wehr überfällt. Die Höhe des Ringwehres bzw. der Wehrdurchmesser kann verändert werden. Durch die Wehrhöhe (auch Teichtiefe genannt) wird die Tiefe des Schlammwassergemisches in der Trommel festgelegt. Die doppelte Teichtiefe und der Wehrdurchmesser ergeben addiert den Innendurchmesser der Trommel. Im Teich der Zentrifuge erfolgt die künstlich verstärkte Eindickung, während im Konusenteil der Trommel die eigentliche Entwässerung erfolgt. Eindickung und Entwässerung begrenzen einander. Eine gute Entwässerung erfordert eine lange Trockenzone und damit eine geringe Teichtiefe. Dadurch wird jedoch das Zentrifugat in einem unscharfen Bereich abgezogen, sodaß viele Feststoffe mitgenommen werden. Ist die Teichtiefe dagegen groß, so wird nur ein geringer Endfeststoffgehalt im Austrag erzielt, da die Trockenzone zu kurz ist.



Feststoffgehalt des Schlammes

Der Feststoffgehalt des ausgefaulten Schlammes in Baden war mit 1,8 bis 3,8 % besonders niedrig. Im allgemeinen kann bei steigendem Feststoffgehalt eine Erhöhung des Trockengehaltes des Austrages bemerkt werden. Eine diesbezügliche Auswertung der Ergebnisse zeigte auch hier diese Tendenzen.

3.3.3 Restverschmutzung im Zentrifugat

Wie bei den Bandfilterversuchen wurde auch hier die Belastung des Zentrifugates durch BSB₅, COD und TOC bestimmt. Um den Einfluß der Feststoffe möglichst auszuschalten, wurden die Proben filtriert (Papierfilter).

| | | Schwankungsbreite | Mittelwert | |
|---------------|------------------|-------------------|------------|------|
| Faulschlamm | BSB ₅ | 150 - 300 | 195 | mg/l |
| | COD | 350 - 600 | 460 | mg/l |
| | TOC | 150 - 300 | 190 | mg/l |
| Frischschlamm | BSB ₅ | 350 - 1100 | 630 | mg/l |
| | COD | 700 - 1430 | 1025 | mg/l |
| | TOC | 280 - 580 | 390 | mg/l |

Ergebnisse von Parallelversuchen auf einer weiteren Zentrifuge liegen etwas niedriger, in beiden Fällen ist die Schwankungsbreite jedoch außerordentlich groß.

3.3.4 Energieverbrauch

Die Leistungsaufnahme des Versuchsekanterers schwankte zwischen 3 und 10 kW. Für die Drehzahlen bis 2000 Upm liegen die Anschlußwerte zwischen 3,0 und 5,6 kW, erst bei den höheren Drehzahlen steigt der Leistungsbedarf beträchtlich.

Legt man einer Gesamtrechnung eine Drehzahl von 2000 Upm bei 6 m³/h Durchsatz zugrunde, ergibt sich ein Energieverbrauch

von 1,5 kWh/m³. Die Paralleluntersuchungen auf der zweiten Zentrifuge (anderes Fabrikat) erbrachten Werte um 2,0 kWh/m³.

3.3.5 Betriebsverhalten

Bei der Entwässerung von ausgefaultem Schlamm konnten während der Untersuchungsperiode keine Betriebsschwierigkeiten festgestellt werden.

Die Untersuchungen über die Entwässerbarkeit des Rohschlammes führten zunächst zu Schwierigkeiten, da sich die Trommel mit Fettstoffen gefüllt hatte und der Schlamm im Zentrifugat durchschlug. Nach gründlichem Spülen mit Wasser konnten diese Versuche weitergeführt werden.

Zu Störungen an Zentrifugen kann es auch durch Verstopfungen im Bereich der Wehrscheiben durch Textilfasern kommen. Stradinger (1971) verweist in diesem Zusammenhang auf eine eventuelle Vorzerkleinerung, die in solchen Fällen Abhilfe verspricht. Für einen störungsfreien Zentrifugenbetrieb muß ferner beachtet werden, daß ein gründliches Spülen mit Wasser nach Außerbetriebnahme bzw. zwischenzeitlich bei vielstündigem Dauerbetrieb notwendig ist.

4. Kostenüberlegungen

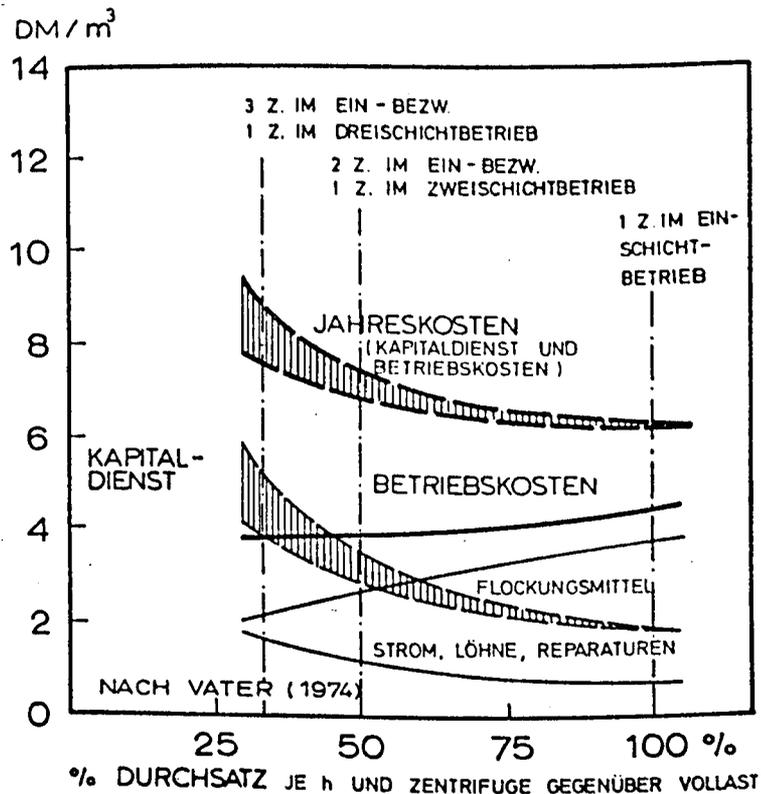
Die Kosten der künstlichen Schlamm entwässerung sind am Beispiel der Druckbandfilter für einen Modellfall ermittelt worden. Für die Vergleichsberechnung wurden Anlagegrößen mit 25.000 EGW, 50.000 EGW und 100.000 EGW gewählt. In allen 3 Fällen ist das gleiche Verfahrensschema (mechanische - vollbiologische Abwasserreinigung mit anaerober Schlammbehandlung) angenommen. Die Zusammenstellung der Kostenberechnung ist im Anhang beigegeben.

Die Wirtschaftlichkeit der Anlagen wird vor allem durch die Investitionskosten für die Maschinen und die Kosten für die Chemikalien beeinflusst. Der Anteil der Kapitalkosten an den Gesamtkosten schwankt je nach Anlagegröße zwischen 43 und 32 %. Innerhalb der Betriebskosten bilden die Flockungsmittelkosten bei jeder Auslegungsgröße den stärksten Anteil. Bei dem Anschlußwert von 25.000 EGW halten sich Personalkosten (38 %) und Chemikalienkosten (42 %) noch etwa die Waage. Die Flockungsmittel steigen bei den größeren Anlagen auf 51 und 58 % der Betriebskosten bzw. auf 34 und 40 % der Gesamtkosten. Die Gesamtkosten betragen 36, 27 bzw. 22 S/m³. Bezogen auf den angeschlossenen Einwohner betragen die Kosten 13, 10 bzw. 8 S pro Jahr.

Für die landwirtschaftliche Ausbringung des entwässerten Schlammes mit Hilfe von Miststreuern wurden die Kosten geschätzt. Bezogen auf den ausgefaulten und eingedickten Schlamm (6 % FS) ergibt sich damit eine zusätzliche Belastung von 12 bis 15 S/m³. Die Jahresbelastung des angeschlossenen Einwohners liegt zwischen 4,40 S und 5,30 S. Nicht berücksichtigt ist der Düngewert des ausgebrachten Schlammes.

Wirtschaftlichkeitsberechnungen für Zentrifugen sind zuletzt von VATER (1974) durchgeführt worden. Ausgehend davon, daß

der Flockungsmittelbedarf bei steigendem Durchsatz erheblich zunimmt, hat er untersucht, wie weit ein Teillastbetrieb auf mehreren Zentrifugen oder im Schichtbetrieb nicht ev. wirtschaftlicher ist als die volle Auslastung einer Anlage. Bemessungsgrundlage ist eine Zentrifuge mit $7 \text{ m}^3/\text{h}$ Durchsatzleistung.



Die graphische Auswertung der Ergebnisse zeigt die Abhängigkeit der Betriebskosten und Kapitalkosten von der Auslastung. Trotz niedrigerer Flockungsmittelkosten bei geringer Auslastung liegen die optimalen Gesamtkosten infolge der Kosten für Strom, Löhne und Reparatur sowie für den Kapitaldienst bei Vollaustattung der Maschine. Werden nur die Betriebskosten berücksichtigt, ist Teillastbetrieb billiger als Vollastbetrieb. Die Kapitalkosten werden im unteren Bereich der schraffierten Darstellung für Mehrschichtbetrieb und im oberen Bereich für den Einsatz mehrerer Zentrifugen angeführt.

Bei Kostenvergleichen von Druckbandfiltern und Zentrifugen liegen die Investitionskosten beider Aggregate etwa gleich. Bei den Betriebskosten ist zu berücksichtigen, daß Zentrifugen einen etwas höheren Flockungsmittelbedarf infolge der mechanischen Beanspruchung der Flocken sowie geringfügig höheren Energiebedarf aufweisen. Die Personalkosten hingegen dürften durch einen höheren Wartungsaufwand bei den Druckfiltern etwas höher liegen. Beide Verfahren bedingen etwa die gleichen Gesamtkosten und werden wohl künftig auch bei kleineren Anlagen in verstärktem Maß eingesetzt werden.

AnhangTabellen und Vergleichskostenberechnung

Tabelle 1

| Entwässerungsleistung Doppelsiebpresse - Bandbreite 0,5 m Versuche Baden, Faulschlamm, Flockungsmittel Praestol 444 K | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------|--------|---------|----|----------------------|------|--------|---------------------|------------|------|--------------------|
| Maschinendaten | | | Schlamm | | Flockungs- mittel | | Kuchen | Filtrat u. Spritzw. | | | Abschei- degrad |
| Band- gesch | Durch- satz | | TS | GV | | | TS | Q | Feststoffe | | |
| m/min | m ³ /m.h | kg/m.h | % | % | g/m ³ | g/kg | % | m ³ /h | ml/l | g/l | % |
| 4 | 6 | 282 | 4,7 | 45 | | 1,3 | 34 | 5,4 | 5 | 0,81 | 98,3 |
| | 8 | 376 | 4,7 | 45 | 60 | 1,3 | 33 | 6,8 | 5 | 0,60 | 98,7 |
| | 10 | 480 | 4,8 | 46 | | 1,3 | 34 | 7,6 | 4 | 0,48 | 99,0 |
| | 6 | 276 | 4,6 | 43 | | 2,0 | 33 | 5,9 | 17 | 1,1 | 97,8 |
| | 8 | 352 | 4,4 | 45 | 90 | 2,0 | 34 | 6,9 | 11 | 0,6 | 98,6 |
| | 10 | 420 | 4,2 | 45 | | 2,1 | 33 | 7,9 | 7 | 0,42 | 99,0 |
| | 12 | 492 | 4,1 | 54 | | 2,2 | 33 | 8,2 | 10 | 0,56 | 98,6 |
| | 8 | 352 | 4,4 | 50 | | 2,7 | 35 | 7,0 | 8 | 0,94 | 97,9 |
| | 10 | 450 | 4,5 | 53 | 120 | 2,7 | 33 | 7,9 | 7 | 1,12 | 97,5 |
| | 12 | 552 | 4,6 | 52 | | 2,7 | 34 | 8,9 | 7 | 0,79 | 98,3 |
| 6 | 8 | 232 | 2,9 | 57 | | 2,1 | 29 | 6,1 | 42 | 3,4 | 88,3 |
| | 10 | 350 | 3,5 | 58 | 60 | 1,7 | 30 | 7,5 | 55 | 3,5 | 90,0 |
| | 12 | 468 | 3,9 | 59 | | 1,5 | 30 | 8,6 | 38 | 2,8 | 92,8 |
| | 14 | 462 | 3,3 | 59 | | 1,8 | 28 | 9,6 | 54 | 1,8 | 94,5 |
| | 12 | 372 | 3,1 | 59 | | 2,9 | 29 | 8,9 | 58 | 3,3 | 89,4 |
| | 14 | 518 | 3,7 | 59 | 90 | 2,4 | 29 | 9,8 | 45 | 2,7 | 92,7 |
| | 16 | 640 | 4,0 | 59 | | 2,2 | 26 | 10,6 | 64 | 3,6 | 91,0 |
| | 10 | 350 | 3,5 | 54 | | 3,4 | 32 | 8,0 | 70 | 5,1 | 85,4 |
| | 12 | 468 | 3,9 | 52 | | 3,0 | 30 | 8,8 | 75 | 4,9 | 87,4 |
| | 14 | 490 | 3,5 | 54 | 120 | 3,4 | 28 | 10,0 | 64 | 3,6 | 89,7 |
| | 16 | 512 | 3,2 | 55 | | 3,7 | 27 | 11,0 | 58 | 2,4 | 92,5 |
| 2,5 | 6 | 228 | 3,8 | 60 | 60 | 1,5 | 30 | 4,5 | 12 | 1,08 | 97,2 |
| | 8 | 295 | 3,7 | 60 | | 1,6 | 29 | 5,3 | 24 | 1,59 | 95,7 |
| | 6 | 228 | 3,8 | 63 | 90 | 2,3 | 31 | 5,6 | 14 | 1,21 | 96,8 |
| | 8 | 304 | 3,8 | 61 | | 2,3 | 29 | 6,5 | 25 | 1,87 | 95,1 |
| | 6 | 264 | 4,4 | 59 | | 2,7 | 31 | 5,1 | 5 | 0,76 | 98,3 |
| | 8 | 360 | 4,5 | 47 | 120 | 2,6 | 29 | 6,9 | 8 | 0,77 | 98,3 |
| | 10 | 410 | 4,1 | 61 | | 2,9 | 28 | 7,6 | 17 | 0,76 | 98,2 |

Tabelle 2

| Entwässerung mit Siebbandpresse (Auszug aus ATV-Berichte Bd. 2, Spez. Möglichkeiten der künstlichen Entwässerung von Klärschlamm) | | | | | | | | | | | |
|---|---------|---------|---------------------------------|-----------|-------------------------|---------------------------------------|-------|-------------------|-------------------------------|-------------------------|-------|
| Schlamm Art | Schlamm | | Flockungsmittel | | Maschinendaten | | | Kuchen TS % | Filtrat u. Spritzw. g/l | Abschei- degrad % | |
| | TS % | GV % | Art | Zusatz | Band- gesch m/min | Durch- satz m ³ /m.h | kg/mh | | | | |
| 1 | 5,6 | - | Praestol 2900 | 33 | 0,58 | 6 | 5,1 | 286 | 21,2 | F 3,0 | 96,0* |
| | 6,0 | - | | 40 | 0,66 | 3 | 2,4 | 141 | 23,5 | F 2,2 | 97,1* |
| | 5,7 | - | | 48 | 0,84 | 2,6 | 2,5 | 145 | 25,1 | F 2,9 | 95,5* |
| | 5,2 | - | Sedipur T 1 | 25 | 0,48 | 3,7 | 2,4 | 125 | 24,1 | F 1,3 | 97,8* |
| 2 | 7,3 | - | Nalco 673 | 44 | 0,61 | 1,82 | 2,2 | 158 | 24,7 | 1,1 | 97,8 |
| | 4,4 | - | Nalco 673 Sedipur KA | 23 93 | 0,53 2,1 | 1,66 | 2,4 | 107 | 22,3 | 0,8 | 97,3 |
| 3 | 15,4 | - | Nalco 675 | 85 | 0,55 | 1,82 | 1,2 | 185 | 28,8 | 1,9 | 95,2 |
| | | | Sedipur KA | 700 | 4,5 | | | | | | |
| 4 | 5,3 | - | Nalco 673 | 29 | 0,54 | 1,25 | 2,8 | 152 | 27,1 | 0,9 | 98,0 |
| | 5,5 | - | Nalco 673 Rohafloc L 2 | 33 164 | 0,60 3,0 | 1,25 | 2,4 | 128 | 26,7 | 0,7 | 98,1 |
| 5 | 3,6 | - | Nalco 673 | 30 | 0,84 | 1,82 | 2,6 | 94 | 19,0 | 2,0 | 92,3 |
| 6 | 5,1 | - | Nalco 673 | 47 | 0,93 | 1,46 | 1,8 | 92 | 19,9 | 1,8 | 93,8 |
| 7 | 2,6 | - | Nalco 675 | 33 | 1,28 | 1,03 | 1,8 | 49 | 17,9 | 0,5 | 96,7 |
| | | | Rohafloc L 2 | 223 | 8,6 | | | | | | |
| 8 | 6,5 | - | Praestol 2935 | 56 | 0,87 | 2,0 | 3,1 | 204 | 26,7 | 0,3 | 99,5 |

F nur Filtratwasser

* ohne Spritzwasser

- Schlammart:
- 1 Primärschlamm mit chemischer Flockung
 - 2 Aerob stabilisierter Schlamm
 - 3 Faulschlamm (Emscherbrunnen)
 - 4 Frischschlammgemisch (2 Kläranl.)
 - 5 Frischschlamm
 - 6 Frischschlammgemisch
 - 7 Überschussschlamm
 - 8 Frischschlamm (90 % Papierfabrik und
10 % häusl. Abwasser)

Tabelle 3

| Entwässerung mit Winkelpresse (Auszugsweise nach Entwässerungsversuchen der Erzeugerfirma) | | | | | | | | |
|---|------|----|------------------|------|-----|---------------------|--------|--------|
| Schlamm | | | Flockungsmittel | | | Maschinendaten | | Kuchen |
| Art | TS | GV | Zusatz | | Art | Durchsatz | | TS |
| | % | % | g/m ³ | g/kg | | m ³ /m.h | kg/m.h | % |
| FS | 13,3 | 35 | 450 | 1,1 | N | 9,5 | 1250 | 37 |
| | 3,8 | 50 | 450 | 3,9 | N | 8 | 310 | 34 |
| PS | 4,0 | 63 | 450 | 3,7 | N | 8,5 | 340 | 37 |
| ÜS | 6,3 | 67 | 750 | 4,0 | N | 4 | 250 | 28 |
| FS | 3,9 | 57 | 570 | 9,0 | N | 7 | 270 | 25 |
| FS | 3,4 | 62 | 160 | 4,8 | P | 5 | 170 | 26 |
| OG | 4,4 | 71 | 380 | 2,9 | N | 7,5 | 320 | 25 |

Schlämme:

| | |
|----|------------------|
| FS | Faulschlamm |
| PS | Primärschlamm |
| ÜS | Überschußschlamm |
| OG | Oxydationsgraben |

Flockungsmittel:

| | |
|---|--------------------------------------|
| N | Nalco 61 - D25 mit 33 % Wirksubstanz |
| P | Praestol 444 K und Hercofloc 810.3 |

Spalte 2 umgerechnet g Wirksubstanz pro kg TS

Entwässerungsleistung Vollmantel - Schneckenzenrifuge

Tabelle 4

| Maschinendaten | | | | Schlamm | | Flockungsmittel | | Kuchen | Zentrifugat | | Abscheidegrad | |
|------------------------------------|----------------|-------------------|------|---------|----|--------------------|------------------|--------|-------------|------|---------------|------|
| Drehzahl Differenz- drehzahl | Beschleunigung | Durchsatz | | TS | GV | Art | Zusatz | | TS | ml/l | g/l | % |
| | | m ³ /h | kg/h | | | | g/m ³ | g/kg | | | | |
| Upm | g | m ³ /h | kg/h | % | % | | g/m ³ | g/kg | % | ml/l | g/l | % |
| 1500/ 5 | 530 | 6,5 | 215 | 3,3 | 54 | Hercofloc SPX 1C38 | 74 | 2,2 | 29 | 31 | 1,15 | 96,7 |
| 1500/ 8 | 530 | 8,0 | 184 | 2,3 | 58 | | 70 | 3,0 | 22 | 6 | 0,53 | 97,8 |
| 1750/ 5 | 750 | 6,5 | 163 | 2,5 | 59 | | 73 | 2,9 | 26 | 3 | 0,50 | 98,1 |
| 1750/ 8 | 750 | 8,0 | 160 | 2,0 | 61 | | 75 | 3,8 | 22 | 12 | 0,30 | 98,5 |
| 1750/ 8 | 750 | 9,5 | 171 | 1,8 | 64 | | 75 | 4,2 | 20 | 10 | 0,55 | 97,0 |
| 2000/ 4 | 920 | 6,5 | 163 | 2,5 | 60 | | 77 | 3,1 | 27 | 2 | 0,40 | 98,4 |
| 2000/ 4 | 920 | 8,0 | 176 | 2,2 | 59 | | 82 | 3,7 | 31 | 35 | 0,95 | 95,6 |
| 2000/ 4 | 920 | 6,0 | 186 | 3,1 | 63 | | 82 | 2,6 | 30 | 2 | 0,65 | 97,9 |
| 2000/ 7 | 920 | 8,0 | 184 | 2,3 | 61 | | 78 | 3,4 | 25 | 2 | 0,35 | 98,5 |
| 2000/ 7 | 920 | 10,0 | 250 | 2,5 | 56 | | 75 | 3,0 | 25 | 25 | 1,15 | 95,5 |
| 2000/ 7 | 920 | 6,0 | 210 | 3,5 | 69 | | 77 | 2,2 | 27 | 5 | 0,45 | 98,8 |
| 2000/ 7 | 920 | 8,0 | 232 | 2,9 | 58 | | 70 | 2,4 | 27 | 22 | 0,92 | 96,8 |
| 2500/11 | 1480 | 10,5 | 273 | 2,6 | 58 | | 71 | 2,9 | 26 | 11 | 0,70 | 97,4 |
| 2500/11 | 1480 | 10,5 | 210 | 2,0 | 59 | | 100 | 5,0 | 26 | 3 | 0,30 | 98,5 |
| 2000/ 4 | 920 | 5,0 | 175 | 3,5 | 60 | | 105 | 3,0 | 32 | 10 | 0,40 | 98,9 |
| 2000/ 4 | 920 | 5,0 | 175 | 3,5 | 60 | Praestol 444K | 108 | 3,1 | 33 | 5 | 0,32 | 99,1 |

(Dekantierzenrifuge der FA Flottweg, Type Z3L) Alle Versuche bei gleicher Teichtiefe

Tabelle 5

| Entwässerungsleistung Vollmantel - Schneckenzentrifuge (Trommel \varnothing 420 mm, Trommellänge 1210, $\lambda = 2,9$) Auszug aus ATV Bd. 2, Spez. Möglichkeiten der künstlichen Entwässerung von Klärschlämmen | | | | | |
|--|-------------------|---------------------|-----------------------|-------------|------------------|
| Schlammart | | Vorklär- schlamm | Überschuß- schlamm | Faulschlamm | |
| TS des Schlammes | % | 12,4 | 5,5 | 6,6 | 10,7 |
| Drehzahl | Upm | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 |
| Schlammdurchsatz | m ³ /h | 9,35 | 5,56 | 4,93 | 3,92 |
| | kg TS/h | 1160 | 305 | 324 | 419 |
| Flockungsmittel | Art | Hercofloc 814 C | | | Præstol 444 K |
| | g/m ³ | 157 | 239 | 224 | 270 |
| | g/kg TS | 1,3 | 4,4 | 3,4 | 2,5 |
| Kuchen TS | % | 36,3 | 21,2 | 26,5 | 26,5 |
| Zentrifugat | g/l | 0,9 | 1,4 | 1,3 | 2,2 |
| Abscheidegrad | % | 99,5 | 93,0 | 98,0 | 98,4 |

Zusammenstellung der Vergleichskostenberechnung1. Bemessungs- und Ausgangsdaten

Vergleichsanlagen:

Der Kostenvergleich wird für ausgefaulten Schlamm verschiedener Anlagengrößen mit gleichem Behandlungssystem (mechanisch-biologische Vollreinigung mit anaerober Schlammbehandlung) angestrebt.

| | |
|------------------|-------------|
| Anlagengröße I | 25.000 EGW |
| Anlagengröße II | 50.000 EGW |
| Anlagengröße III | 100.000 EGW |

Feststoffanfall:

| | | |
|----------------------|-------------------|------------------|
| Primärschlammanfall | 50 g/EGW.d | |
| Überschußschlamm | <u>40 g/EGW.d</u> | |
| Rohschlamm | 90 g/EGW.d | davon 60 g o.FS |
| Ausgefaulter Schlamm | 60 g/EGW.d | davon 30 g o.FS. |

Anlagenauslegung:

| Anlage | | I | II | III |
|--------------|-------------------|--------|--------|---------|
| EGW | | 25.000 | 50.000 | 100.000 |
| Rohschlamm | kg/d | 2.250 | 4.500 | 9.000 |
| bei 4,5 % FS | m ³ /d | 50 | 100 | 200 |
| Faulschlamm | kg/d | 1.500 | 3.000 | 6.000 |
| bei 6 % FS | m ³ /d | 25 | 50 | 100 |
| | t/a | 540 | 1.080 | 2.160 |
| | m ³ /a | 9.000 | 18.000 | 36.000 |

Entwässerung, Doppelsiebpresse

| | | | | |
|----------------------------|-----|-------|-------|-------|
| erf. Bandbreite | m | 0,5 | 1,0 | 2,0 |
| Laufzeit | h/d | | | |
| (bei 5 Arbeitstagen/Woche) | | 8 | 8 | 8 |
| | h/a | 2.080 | 2.080 | 2.080 |

2. Künstliche EntwässerungInvestitionskosten

| | | I | II | III |
|---|---|----------------|----------------|----------------|
| Bandfilter | S | 1,000.000 | 1,300.000 | 2,000.000 |
| Maschinenhalle (1500 S/m ³) | | <u>350.000</u> | <u>400.000</u> | <u>500.000</u> |
| Gesamt | S | 1,350.000 | 1,700.000 | 2,500.000 |

Abschreibung und Verzinsung

Verzinsung 7 % (teilweise Förderung durch den Wasserwirtschafts-
fonds)

Maschinelle Abschreibung 15 Jahre, Kapitaldienst 11 %

Bauliche Abschreibung 30 Jahre, Kapitaldienst 8 %.

| | | I | II | III |
|----------------------|-----|---------------|---------------|---------------|
| Kapitalisierung | | | | |
| Maschinell | S/a | 110.000 | 143.000 | 220.000 |
| Baulich | S/a | <u>28.000</u> | <u>32.000</u> | <u>40.000</u> |
| Kapitaldienst gesamt | S/a | 138.000 | 175.000 | 260.000 |

Betriebskosten

Réparaturen und Nebenkosten 3 % der masch. Einrichtung

Stromkosten 0,75 S/kWh, 1 kWh/m³

Flockungsmittel 80 g/m³ 110 S/kg

Personalkosten 1 Klärarbeiter 140.000 S/a

| | | I | II | III |
|-----------------|---|---------------|----------------|----------------|
| Reparatur | S | 30.000 | 39.000 | 60.000 |
| Stromkosten | S | 6.800 | 13.500 | 27.000 |
| Flockungsmittel | S | 79.200 | 158.500 | 317.000 |
| Personalkosten | S | <u>70.000</u> | <u>100.000</u> | <u>140.000</u> |
| Betriebskosten | S | 186.000 | 311.000 | 544.000 |

Gesamtkosten

| | | I | II | III |
|---------------------|------------------|---------|---------|---------|
| Betriebskosten | S/a | 186.000 | 311.000 | 544.000 |
| Kapitaldienst | S/a | 138.000 | 175.000 | 260.000 |
| Jahreskosten | S/a | 324.000 | 486.000 | 804.000 |
| bez.auf Faulschlamm | S/m ³ | 36 | 27 | 22 |
| bez.auf Feststoffe | S/t | 600 | 450 | 370 |
| bez.auf EGW | S/EGW.a | 13 | 10 | 8 |

Kosten ohne Kuchenabtransport

Literatur

HEGEMANN, W.:

Versuchsergebnisse bei der Entwässerung verschiedener Schlämme mit Zentrifugen. Gewässerschutz, Wasser, Abwasser Bd. 6 (1971).

IMHOFF, K.R.:

Sludge dewatering tests with a belt press.

Workshop Vienna 1971, Water Research, Vol. 6 (1972).

RÖSLER, N.:

Ergebnisse der Versuche zur Entwässerung von rohen und stabilisierten Kommunalschlämmen mit der Siebbandpresse.

Gewässerschutz, Wasser, Abwasser Bd. 6 (1971).

STRADINGER, R.:

Praktische Erfahrungen mit der Konditionierung von Schlämmen in der Klärschlamm-entwässerungs- und Verbrennungsanlage der Stadt Göppingen. Gewässerschutz, Wasser Abwasser Bd.6 (1971).

STRAUB, H.:

Betriebserfahrungen und -kosten der Entwässerung des Schlammes mit der Siebbandpresse. IAM Kongreß Basel 1969.

VATER, W.:

Schlammbehandlung. Wiener Mitteilungen Bd. 6 (1971).

VATER, W. und CIECKIEWICZ, Z.:

Beitrag zur Klärschlammzentrifugierung. GWF (1974), im Druck.

ZEPER, J. und PEPPING, R.:

Handling of aerobic mineralized sludges by centrifuges and belt-press filters. Workshop Vienna 1971, Water Research, Vol.6 (1972).

ATV-Berichte zur Abwasser- und Abfalltechnik, Bd. 2.

Spezielle Möglichkeiten der künstlichen Entwässerung von Klärschlamm (Untersuchungen des Ruhrverbandes). GFA, Bonn (1970).

ATV-Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Bd. III.

Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin-München (1969).

Karl-Heinz Kalbskopf:

Thermische Konditionierung und Filterpressen

1. Ziel der thermischen Konditionierung

Das von Porteous im Jahre 1936 entwickelte thermische Konditionierungsverfahren zielt darauf ab, die ursprüngliche Struktur der Schlammstoffe durch hohe Temperaturen zu verändern, Zellinnenwasser freizusetzen und die Entwässerungseigenschaften der Abwasserschlämme so zu verbessern, daß sie durch maschinelle Verfahren zu einem möglichst festen transportfähigen Schlammkuchen entwässert werden können. Die bei der Wärmebehandlung des Schlammes ablaufenden physikalisch-chemischen Reaktionen führen besonders bei belebten Schlämmen zur Zerstörung der kolloidalen Struktur der Schlammstoffe, wobei mit steigender Konditionierungstemperatur eine Veränderung der Schlammstoffe zu einem gut entwässerungsfähigen Material erreicht wird. Dabei wird ein Teil der Zellsubstanz unter Freisetzung von Gasen im Schlammwasser gelöst. Eine Na₂Oxydation der organischen Substanz durch Zusatz von Sauerstoff wie bei Zimpro-Verfahren wird nicht angestrebt, so daß das Filtratwasser des thermisch behandelten Schlammes organisch hoch verschmutzt ist.

Das Verfahren der thermischen Schlammkonditionierung hat für die Behandlung großer Abwasserschlammmengen in den kommunalen und industriellen Ballungsräumen deshalb an Bedeutung gewonnen, weil bei diesem Verfahren die Verbesserung der Entwässerungseigenschaften der Schlämme ohne Zusatz von Chemikalien oder struktur- und gerüstbildender Stoffe erfolgt, so daß weder die Schlammmenge vergrößert noch der Heizwert des entwässerten Schlammes negativ beeinflußt wird. Gleichzeitig kann durch die hohe Behandlungstemperatur eine hygienisch günstige Beschaffenheit des Schlammes erreicht werden.

2. Verfahren der thermischen Konditionierung

Die von den verschiedenen Lieferfirmen thermischer Konditionierungsanlagen angebotenen Systeme unterscheiden sich nicht so sehr in der Verfahrenstechnik als vielmehr in der konstruktiven Gestaltung und Anordnung der technischen Einrichtungen. Das System einer thermischen Schlammkonditionierungsanlage nach dem Porteous-Verfahren ist auf Bild 1 dargestellt. Nach Zerkleinerung oder Abtrennung (a) gröberer und faseriger Feststoffe wird der Schlamm aus einem Vorratsbehälter (b) durch eine Hochdruckpumpe (c) über Wärmeaustauscher (d) in den Reaktor (e) gefördert. Um die erforderlichen Konditionierungstemperaturen von 180 bis 220°C im Reaktor zu erreichen, wird diesem Fremdwärme zumeist durch Dampf (g) zugeführt. Je nach Art und Größe der Wärmeaustauscher sind pro m³ Schlamm hierfür etwa 80 bis 120 kg Dampf erforderlich. Nach einer Verweilzeit von 30 bis 90 Minuten fließt der Schlamm aus dem Reaktor durch einen Wärmeaustauscher, um seine Wärme an den frisch zugeführten Schlamm abzugeben. Anschließend wird der konditionierte Schlamm aus dem System, das je nach Konditionierungstemperatur unter einem Druck von 10 bis 25 atü steht, durch geeignete Regeleinrichtungen in Nacheindicker abgelassen.

Sowohl beim Abzug der infolge der hohen Temperaturen freigesetzten Gase als auch beim Ablassen des warmen konditionierten Schlammes können Geruchsbelästigungen auftreten. Bei der technischen Ausrüstung solcher Anlagen ist daher mit besonderer Sorgfalt darauf zu achten, daß geschlossene Systeme und Absaugeinrichtungen eingesetzt werden, damit unangenehme Geruchsstoffe nicht in die freie Atmosphäre gelangen können.

Da die Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit thermischer Konditionierungsanlagen im hohen Maße von der Art des gewählten Wärmeaustauschersystems abhängt, sind besonders auf diesem Gebiet verschiedene Entwicklungstendenzen zu beobachten. Am häufigsten werden Doppelrohrwärmeaustauscher in hori-

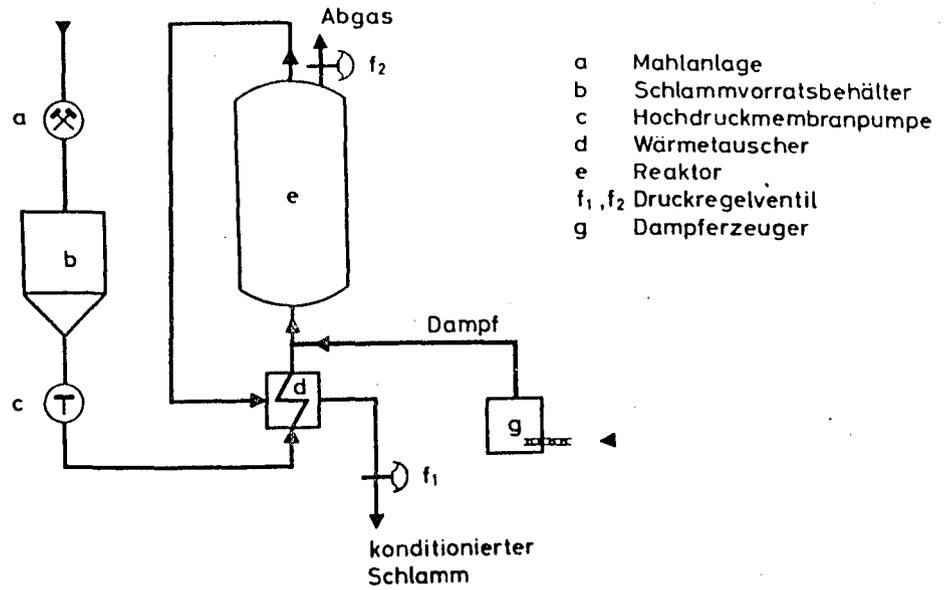


Bild 1: Schematische Darstellung des kontinuierlichen Porteous-Verfahrens

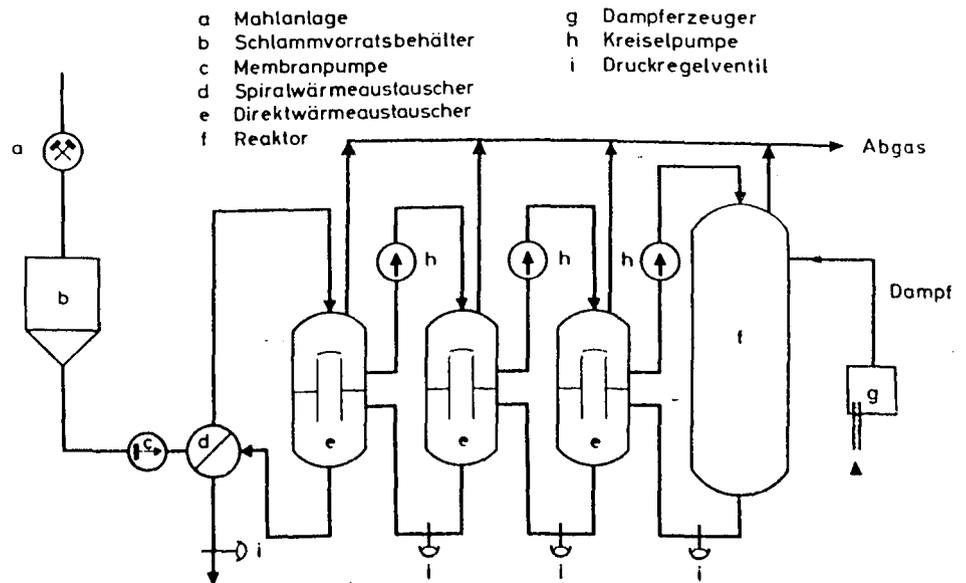


Bild 2: Funktionsschema der VKW-Schlammkonditionierungsanlage

zontaler oder vertikaler Anordnung verwendet. Der Frischschlamm wurde vorzugsweise im Außenrohr, der heiße konditionierte Schlamm im Gegenstrom im Innenrohr durch den Austauscher geleitet. Die engen Durchgänge in den Umlenkungen des äußeren Durchflußquerschnittes führten bei nicht gut gesiebten Schlämmen häufig zu Verstopfungen. Nach vorliegenden Betriebserfahrungen konnte bei Zuleitung des Frischschlammes durch den verstopfungsfreien Innenquerschnitt bei etwa gleichem Wärmeaustausch eine höhere Betriebssicherheit erzielt werden. Neuere Anlagen werden auch zur Verminderung der Verstopfungsgefahr mit Wärmeaustauschern ausgerüstet, bei denen der Wärmeaustausch vom heißen konditionierten Schlamm über Wasser an den Frischschlamm erfolgt. Dabei verdoppelt sich jedoch etwa die Größe der Wärmeaustauscher.

Die Verstopfung der Wärmetauscherrohre erfolgt nach bisherigen Betriebserfahrungen vorwiegend durch Ablagerungen und Verkrustungen der Wärmetauscherflächen. Bei der Heißbehandlung der Schlämme bilden sich wasserunlösliche Phosphate mit Einschluß von Kalzium, Magnesium, Eisen und Silizium, wodurch so starke Krustenbildungen entstehen, daß die Rohrquerschnitte bereits nach einem Jahr Betriebszeit gereinigt werden müssen. Die Ablagerungen enthielten bei Emscherschlämmen etwa 20 bis 37 % PO_4 ; 3 bis 8 % Mg ; 4 bis 7 % Ca ; 6 bis 15 % $Si O_2$ und 3 bis 4 % Fe . Die Säuberung der Wärmetauscher ist sehr kostenaufwendig. Sie kann durch Wasserstrahlspülung mit etwa 700 atü oder durch Absäuern erreicht werden.

Die Außenquerschnitte des Doppelrohrwärmetauschers könnten bei diesem System anstelle von Wasser auch mit Wärmeträgerflüssigkeiten gefüllt werden, die bei den hohen Temperaturen bis etwa $220^{\circ}C$ das Außenrohr mit einem Betriebsdruck belasten, der nur geringfügig über dem atmosphärischen Druck liegt, wodurch Einsparungen beim Rohrmaterial möglich werden. Erfolgt die Aufheizung des Schlammes bis zur Konditionierungstemperatur durch Wärmetauscher ohne direkte Dampfzugabe im Reaktor oder in der Reaktorstrecke, so kann die Auf-

bereitung von Kesselspeisewasser erheblich reduziert werden.

Als mittlerer Wärmebedarf bei der thermischen Schlammkonditionierung müssen selbst bei günstigen Wärmetauschern etwa 60.000 kcal pro m^3 Schlamm gerechnet werden, womit sich ein Heizmittelbedarf von rd. 6 kg Heizöl/ m^3 Schlamm oder 10 N m^3 Heizgas/ m^3 Schlamm ergibt.

Zur Vermeidung von Verstopfungen wie bei Doppelrohrwärmetauschern und zur Erzielung einer günstigeren Wärmenutzung wurde von den Vereinigten Kesselwerken, Düsseldorf, ein System, wie auf Bild 2 dargestellt, entwickelt.

Bei diesem System, das für die thermische Behandlung der Schlämme des Klärwerkes Emschermündung vorgesehen ist, wird durch stufenweise Entspannung des konditionierten Schlammes in mehreren Druckstufen die Kondensationswärme der aufsteigenden Brühdämpfe direkt auf den einfließenden Klärschlamm im oberen Teil des Direktwärmetauschers übertragen. Dem größeren Aufwand für Pumpen und Ventile in jeder Druckstufe stehen kleinere Direktwärmetauschereinheiten und längere Standzeiten bei den Regelventilen infolge stufenweiser Entspannung in mehreren Stufen positiv gegenüber. Der hierdurch erzielte kostenmäßige Vorteil des Direktwärmetauschers kommt jedoch nur bei großen Schlammbehandlungsanlagen zur Geltung, da bei kleinen Anlagen der beträchtliche Aufwand für Meß- und Regeleinrichtungen sich ungünstig bemerkbar macht.

Um die Betriebssicherheit und Verfügbarkeit thermischer Schlammkonditionierungsanlagen zu erhöhen, sind neben zweckmäßigen Wärmetauschern auch die übrigen technischen Einrichtungen sorgfältig zu wählen. Die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Schlammes bestimmen dabei die Art der technischen Ausrüstung. Eine Vorsiebung grober, faseriger Schlämme ist zumeist günstiger als das Zermahlen oder Zerkleinern der Grobstoffe. Für die Förderung des Schlammes werden vorzugsweise Hochdruckkolbenmembranpumpen eingesetzt,

die möglichst große Durchgangsquerschnitte aus verschleißfestem Material haben sollen. Bei dem Reaktor ist der Gasraum und der Bereich der Schlammspiegelschwankungen aus korrosionsbeständigem Werkstoff zu erstellen. Das gleiche gilt für die Abgasentspannungsventile. Besonders schwierig ist die konstruktive Gestaltung und die Materialwahl bei den Entspannungseinrichtungen, über die der thermisch konditionierte Schlamm abgelassen wird.

Die früheren Anlagen wurden zumeist durch Füllstandseinrichtungen im Reaktorraum diskontinuierlich gefahren. Um die Regelhäufigkeit gering zu halten, wird neuerdings der Hauptstrom des konditionierten Schlammes über eine Meßblende kontinuierlich abgelassen und über ein Entspannungsventil nur eine Feinregelung durchgeführt. Der Verschleiß der Entspannungsventile bei hohen Betriebsdrücken und Entspannung in einer Stufe ist durch die erodierende Wirkung der mineralischen Feststoffanteile des konditionierten Schlammes sehr hoch, so daß Sitz und Kegel der Ventile aus üblichen verschleißfesten Materialien nur geringe Standzeiten haben. Bei Versuchen der Emschergenossenschaft erwiesen sich Ferro-TiC-Legierungen mit Rockwellhärten von $HRC = 70 \text{ kp/mm}^2$ für Sitz und Kegel des Entspannungsventils als sehr verschleißfestes Material. Aus diesen wenigen Hinweisen ist bereits ersichtlich, daß für Überholungs- und Reparaturarbeiten einzelne Linien oder Anlagenteile regelmäßig außer Betrieb genommen werden müssen und daß aus diesen Gründen alle Betriebseinheiten einschließlich der Wasseraufbereitungsanlagen und der Kesselanlagen für die Dampferzeugung mit ausreichender Reserve zumindest als Doppelstraßensysteme installiert werden sollten. Generell kann gesagt werden, daß thermische Schlammkonditionierungsanlagen technisch anspruchsvolle und aufwendige Systeme sind und daß ihr Einsatz gegenüber anderen Schlammkonditionierungsverfahren zumeist erst bei Kläranlagen mit mehr als einer Million Einwohnergleichwerten wirtschaftlich vertretbar wird.

3. Veränderung der Entwässerungsfähigkeit von Schlämmen

Die Verbesserung der Entwässerungseigenschaften von Klärschlämmen durch thermische Konditionierung wird im wesentlichen von zwei Betriebsparametern, der Temperatur und der Verweilzeit des Schlammes im Reaktor, bestimmt. Um den Einfluß dieser beiden Größen auf den Konditionierungsgrad zu untersuchen, wurden bei der Emschergenossenschaft (1) im technischen Maßstab mit der auf Bild 3 dargestellten Versuchsanlage über ein Jahr Untersuchungen durchgeführt. Die Versuchsanlage war mit einer direkten elektrischen Beheizung durch Rohrheizkörper ausgerüstet, um Ungenauigkeiten hinsichtlich der Rücklösung von Schlammstoffen durch unterschiedliche Dampfzugabemengen für die Aufheizung des Schlammes auszuschalten. Für die Versuche wurde belebter Schlamm der Versuchsstation des Klärwerkes Emschermündung verwendet. Die Eigenschaften des biologischen Schlammes variierten im Versuchszeitraum hinsichtlich Biozönose, SchlammindeX, organischem Gehalt und spezifischem Filterwiderstand in weiten Grenzen, so daß auch der Einfluß dieser Parameter eingehend untersucht werden konnte.

Darüber hinaus wurden eine Reihe anderer Vorklär-, Misch- und belebter Schlamm von verschiedenen Kläranlagen mit häuslichem und industriellem Abwasser in der Versuchsanlage thermisch konditioniert.

Für die durch die thermische Behandlung bewirkte Strukturänderung des belebten Schlammes und die Verbesserung der Entwässerungseigenschaften konnte der spezifische Filterwiderstand als Kennwert verwendet werden. Nach den auf Bild 4 dargestellten Versuchsergebnissen sind die Entwässerungseigenschaften thermisch behandelte Schlämme von der gewählten Konditionierungstemperatur und der Verweilzeit des Schlammes im Reaktor abhängig, wobei der Einfluß der Eigenschaften des Ausgangsschlammes durch den Glühverlust angegeben werden kann. Die Darstellung zeigt vor allem, daß die Entwässerungsfähig-

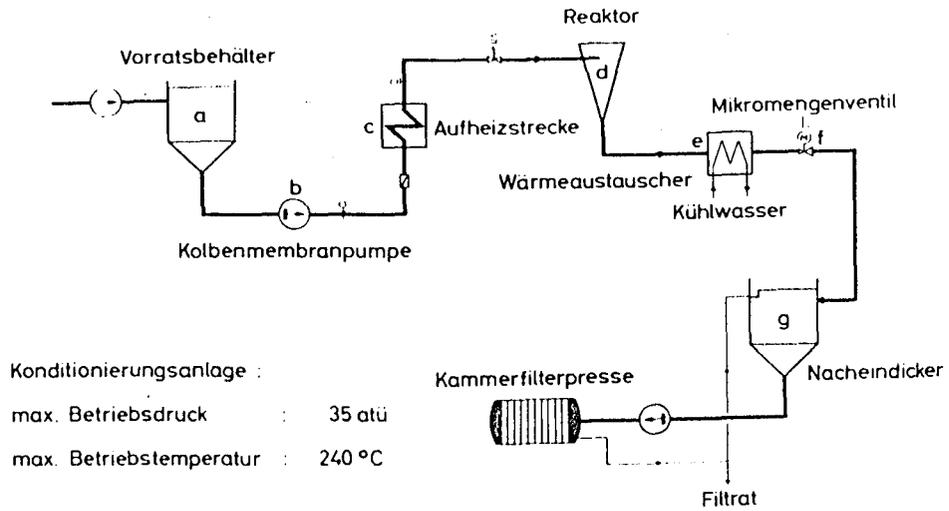


Bild 3: Funktionsschema der Versuchsanlage der Emscher-Genossenschaft

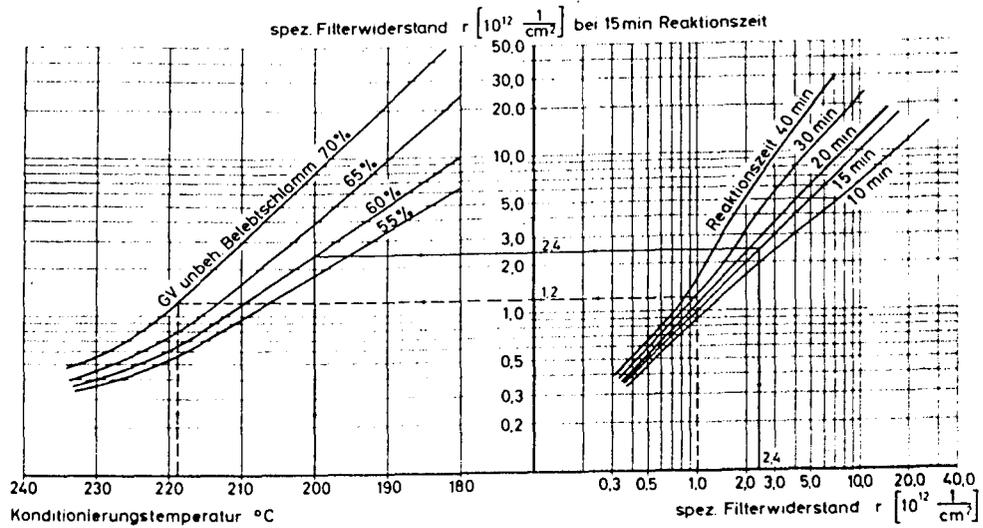


Bild 4: Spezifischer Filterwiderstand bei der thermischen Konditionierung des Emscher-Belebtschlammes (Hennerkes 1)

keit des Schlammes besonders durch hohe Konditionierungstemperaturen wesentlich verbessert wird, wobei mit steigender Temperatur der Einfluß des Glühverlustes des Ausgangsschlammes geringer wird. Hinsichtlich des Einflusses der Verweilzeit auf den spezifischen Filterwiderstand ist zu sagen, daß sich die Entwässerungseigenschaften bei Temperaturen von 180 bis 200° C durch lange Verweilzeiten noch sehr verbessern lassen, während bei höheren Konditionierungstemperaturen der Einfluß der Verweilzeit nur noch gering ist. Um eine ausreichende Entwässerungsfähigkeit der Schlämme z.B. in Kammerfilterpressen zu sichern, sind Konditionierungstemperaturen und Verweilzeit im Reaktor unter Berücksichtigung der Schlammeneigenschaften so auf einander abzustimmen, daß möglichst spezifische Filterwiderstände $1 \cdot 10^{12}$ (1/cm²) erreicht werden.

4. Beschaffenheit und Behandlungsmöglichkeit des Filtratwassers

Der guten Entwässerungsfähigkeit thermisch behandelte Klärschlämme steht der Nachteil gegenüber, daß bei der thermischen Konditionierung von Abwasserschamm durch Freisetzung organischer Schlammstoffe ein Filtratwasser mit hoher organischer Verschmutzung entsteht, das bei der Nacheindickung und Entwässerung des thermisch behandelten Schlammes von den Schlammfeststoffen abgetrennt wird. Der Behandlung dieses Filtratwassers muß besondere Beachtung geschenkt werden. Das Filtratwasser ist im allgemeinen von dunkelbrauner bis rotbrauner Färbung und hat einen sehr unangenehmen spezifischen Geruch.

Auffallend ist der geringe Phosphatgehalt im Filtratwasser. Beim thermischen Konditionierungsprozeß verbleiben die Phosphate vorwiegend in schwerlöslicher Form im Schlamm. Einen Überblick über den Schwankungsbereich der üblichen Kennwerte des Filtratwassers nach Angaben in verschiedenen Veröffentlichungen gibt Bild 5.

Die hohen Konzentrationen der angegebenen Filtratkenneiwerte sind bei stark eingedickten FrischschlÄmmen mit hohem Glühverlust zu erwarten, wÄhrend FaulschlÄmme niedrigere Werte ergeben.

Versuche (2) zur aeroben Behandlung des Filtratwassers in den Belebungsbecken der Versuchsstation KlÄrwerk Emschermündung ergaben, daß die durch das Filtratwasser eingebrachte Verschmutzung bei Aufenthaltszeiten von 2 bis 3 h in der Belebungsstufe nicht vollständig abgebaut werden konnte, wodurch eine Verschlechterung der Ablaufbeschaffenheit beim BSB_5 entsprechend der prozentualen Aufstockung und bei $KMnO_4$ - Verbrauch sowie beim organischen Kohlenstoffgehalt in noch stärkerem MaÙe eintrat.

Das konzentrierte Filtratwasser durch eine Langzeitbelüftung nach dem Belebungsverfahren zu reinigen, scheiterte an der starken Schaumentwicklung im Belüftungsbecken. Durch die Schaumbildung wurde zugeführter oder sich bildender belebter Schlamm aus dem Belebungsbecken sofort ausflotiert, so daß für die Abbauarbeit keine Biomasse zur Verfügung stand. Der Schaum beeintrÄchtigte zudem den Absetzvorgang im NachklÄrbecken. Die Behandlung des konzentrierten Filtratwassers auf einem Kunststofftropfkörper erbrachte auch bei achtmaligem Rückpumpen keinen befriedigenden Abbau. Der Abbau-effekt konnte durch Zumischung von acht Teilen Emscherwasser auf rd. 60 % BSB_5 - Abbau und rd. 40 % $KMnO_4$ - Abbau gesteigert werden. Wirtschaftlich ist jedoch die Behandlung des konzentrierten Filtratwassers infolge der erforderlichen sehr hohen Rücklaufmengen bzw. Mischwassermengen nicht vertretbar. Auch hierbei trat starke Schaumwirkung in der NachklÄrung auf.

Die Vorschaltung einer Vorbehandlungsstufe für das Filtratwasser, in der Filtratwasser mit Emscherwasser im Verhältnis 1 + 3 in einem UmwÄlzbecken ohne Sauerstoffzufuhr bei vier Tagen Durchflußzeit vermischt wurde, führte zur Bildung anaerober Bakterienflocken und zu einer Vorfermentation des

| | | | | |
|-------------------------------|------|-------|---|--------|
| gelöste Stoffe | mg/l | 5.000 | - | 20.000 |
| BSB ₅ | mg/l | 3.000 | - | 20.000 |
| KMnO ₄ - Verbrauch | mg/l | 7.000 | - | 25.000 |
| CSB (als O ₂) | mg/l | 4.000 | - | 30.000 |
| org. Kohlenstoff | mg/l | 3.000 | - | 8.000 |
| NH ₄ - N | mg/l | 400 | - | 1.000 |
| org. N | mg/l | 500 | - | 1.600 |
| P (ges.) | mg/l | 10 | - | 80 |

Bild 5: Kennwerte von Filtratwässern thermisch behandelter Schlämme

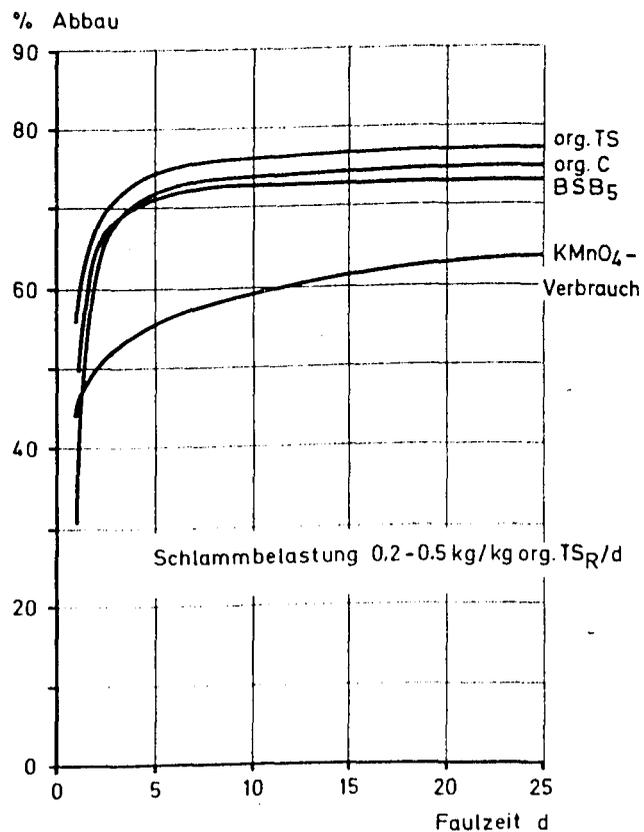


Bild 6: Abbau der Filtratwasserverschmutzung durch Faulung

Filtratwassers, die zwar keinen wesentlichen Abbaueffekt, jedoch offensichtlich einen Aufschluß der Substrate des Filtratwassers bewirkte. Bei Zugabe dieses vorfermentierten Filtratwassers in die Belebungsstufe der Versuchsstation konnten keine signifikanten Aufstockungsraten im Ablauf mehr festgestellt werden. Bei allen Versuchen ergaben mikroskopische Untersuchungen des belebten Schlammes, daß durch die Filtratwasserzugabe aus der thermischen Schlammkonditionierung auch keine Veränderung der Biozönose eintrat.

Die zuvor beschriebenen Versuche zeigten, daß der Abbau der organischen Substrate des Filtratwassers auch durch Anaerobier möglich ist. So lag es nahe, die biologische Behandlung des Filtratwassers auf anaerober Basis zu erproben. Eine Behandlung in offenen Fermentern muß infolge der dabei auftretenden unangenehmen Geruchsentwicklungen von vornherein ausscheiden. Es wurden daher zunächst Versuche mit einem geschlossenen Faulbehälter von rd. 1000 l Inhalt bei 37° C Temperatur und Faulzeiten von 10 bis 30 Tagen durchgeführt. Im Faulbehälter bildete sich bereits nach wenigen Tagen Einfahrzeit eine Biomasse aus freien und flockenbildenden Bakterien, durch die eine weitgehende Vergasung der organischen Substrate des Filtratwassers erzielt wurde. Zur Beschleunigung des Faulprozesses wurde das konventionelle Durchlauffaulverfahren in weiteren Versuchsreihen (3) so modifiziert, indem dem Faulbehälter ein Absetzbecken nachgeschaltet wurde, aus dem die anaerobe sedimentierte Biomasse in den Faulbehälter zurückgepumpt wurde. Filtratwasser und Biomasse wurden im Faulbehälter durch ein Rührwerk gleichmäßig vermischt und auf einer Temperatur von 37° C gehalten. Bei dieser Betriebsweise konnte bei guter Durchmischung und Schlammgehalten von 10 bis 20 g TS/l mit Schlammbelastungen von 0,2 bis 0,5 kg org. TS des Filtrates pro kg org. TS der Biomasse und Tag beim BSB₅, KMnO₄ - Verbrauch, org. C und org. TS in Abhängigkeit von der Faulzeit die auf Bild 6 dargestellten Abbauraten erzielt werden.

Die mittlere Gasausbeute betrug 500 l/kg organischer Trocken-

substanz des Filtratwassers, wobei die Zusammensetzung mit 62 % Methan, 28 % Kohlendioxyd, 8 % Stickstoff und 2 % Restgasen der von Gas bei der Schlammfäulung entsprach.

Bei Einleitung des ausgefauten Filtrates in das Belebungsbecken für die Abwasserbehandlung ergab sich im Gegensatz zur Zugabe frischer Filtrate bei einem Zugabeverhältnis bis etwa 1 + 500 und einer Belüftungszeit von rd. 3 Stunden keine Aufstockung im Ablauf z. B. beim BSB_5 und org. C. Offensichtlich wird durch den anaeroben Fermentationsprozeß die Abbaubarkeit der Filtratsubstrate verbessert. Ich möchte jedoch darauf hinweisen, daß diese günstigen Ergebnisse bei höheren Zugabeverhältnissen von 1 + 300 bis 1 + 100, wie sie bei städtischen Kläranlagen zu erwarten sind, nicht mehr erzielt werden können. Bei solchen Verhältnissen sind mindestens Aufenthaltszeiten von 4 Stunden im Belebungsbecken erforderlich, um den BSB_5 und den $KMnO_4$ - Verbrauch auf die üblichen Sollwerte des Ablaufes zu bringen. Beim OSB und beim organischen Kohlenstoff ist auch dann noch mit einer gewissen Aufstockung zu rechnen.

5. System, Betriebsweise und Bemessung der Filterpressen

Der Einsatz von Filterpressen hat in den letzten Jahren besonders auf großen Kläranlagen zugenommen, weil mit diesem Entwässerungssystem eine weitgehende Entwässerung der Schlämme zu festen, transportfähigen Schlammkuchen mit Feststoffgehalten von etwa 45 bis 65 % erreicht werden kann. Damit können auf Kläranlagen nur statisch eingedickte, große Schlammengen in ihrem Volumen erheblich reduziert werden. Aufgrund des hohen Entwässerungsgrades können die Schlammkuchen entweder direkt deponiert, für landwirtschaftliche Zwecke abtransportiert oder auch verbrannt werden.

Das Entwässerungssystem einer Filterpresse besteht aus mehreren Filterplatten mit Rahmen, die mit einem hydraulischen

Schließdruck von 150 bis 400 atü an den Dichtungsflächen der Rahmen aneinander gepreßt werden, wobei jeweils zwischen zwei Filterplatten eine Kammer gebildet wird. Die Filterplatten besitzen eine senkrechte oder strahlenförmig verlaufende Kannelierung und werden beidseitig mit Filtertüchern bespannt. Die Filterplatten sind aus chemisch beständigen Gußeisen, beschichteten Stählen oder auch Kunststoffen gefertigt. Sie haben zentrisch oder seitlich kreisförmige Öffnungen, die bei aneinander gepreßten Filterplatten einen Zulaufkanal bilden, durch den die zu entwässernden Schlämme durch Pumpen in die Kammern eingepreßt werden. Zur schnelleren Füllung der Kammern werden bei größeren oder mehreren Pressen oft Kreiselpumpen mit Fülldrücken von 1 bis 3 atü eingesetzt, während für den Preßvorgang zumeist Kolbenmembranpumpen mit Betriebsdrücken von etwa 8 bis 15 atü benutzt werden. Beim Füll- und Preßvorgang wird das Filtratwasser des Schlammes über die Filtertücher ausgepreßt und fließt über die Rinnen der kannelierten Filterplatten über interne seitlich angeordnete Auslauföffnung über offene oder geschlossene Abläufe ab. Der Entwässerungsvorgang wird über die abgepreßte Filtratwassermenge kontrolliert, durch die in Abhängigkeit von Ausgangsgehalt des Schlammes der erreichte Feststoffgehalt im Schlammkuchen bestimmt werden kann. Nach Abschluß des Entwässerungsprozesses wird die Filterpresse geöffnet, indem die Filterplatten auseinander gefahren werden, wobei die Schlammkuchen herausfallen oder leicht abgestoßen werden können. Filterpressen sind heute technisch so betriebssicher konstruiert, daß der gesamte Entwässerungsprozeß des Klärschlammes mit Schließen, Füllen, Pressen und Öffnen der Filterpressen automatisiert werden kann.

Die Leistung einer Filterpresse wird von deren Füllvolumen und dem Zeitaufwand für einen Preßvorgang bestimmt. Das Füllvolumen ergibt sich aus der Anzahl der Kammern der Filterpresse, die bei Betriebsanlagen zwischen 50 bis 150 variiert, und den Filterplattengrößen, die Seitenlängen von 500

bis 1500 mm haben und je nach Rahmenbreite, Kammerstärken zwischen 20 bis 40 mm ergeben.

Die auf einer Kläranlage während einer Woche anfallenden Schlammengen werden zumeist nur an den Arbeitstagen oft in Schichtbetrieb in den Kammerfilterpressen entwässert. Der an Sonn- und Feiertagen anfallende Schlamm muß daher in Eindickern, Faulbehältern und Mischbecken zwischengespeichert und in den Arbeitsschichten mitbehandelt werden.

Unter Berücksichtigung dieser Betriebsweise kann die Größe und Anzahl der Filterpressen in Abhängigkeit vom Schlammfall und der notwendigen Preßzeit berechnet werden zu:

$$n = \frac{Q_{Se} \quad [m^3/d] \cdot 7 \quad [d] \cdot T \quad [min]}{I_P \quad [m^3] \cdot T_B \quad [min]}$$

worin:

- n = Anzahl der Kammerfilterpressen [-]
- Q_{Se} = Volumen der täglichen Schlammmenge nach Entwässerung $[m^3/d]$
- T = Zeitaufwand für einen Preßvorgang $[min]$
- T_B = Betriebszeit in den Arbeitsschichten einer Woche $[min]$
- T_B/T = Anzahl der Preßvorgänge pro Woche [-]
- I_P = Füllvolumen einer Presse, abhängig von Anzahl, Seitenlänge und Stärke der Kammern $[m^3]$

6. Maschinentechnische und verfahrenstechnische Einflüsse auf die Entwässerungsleistung

Der Investitionsaufwand für größere Filterpressenanlagen einschließlich aller zugehörigen maschinellen und elektrotechnischen Anlagen liegt heute je nach Typ und Anzahl der instal-

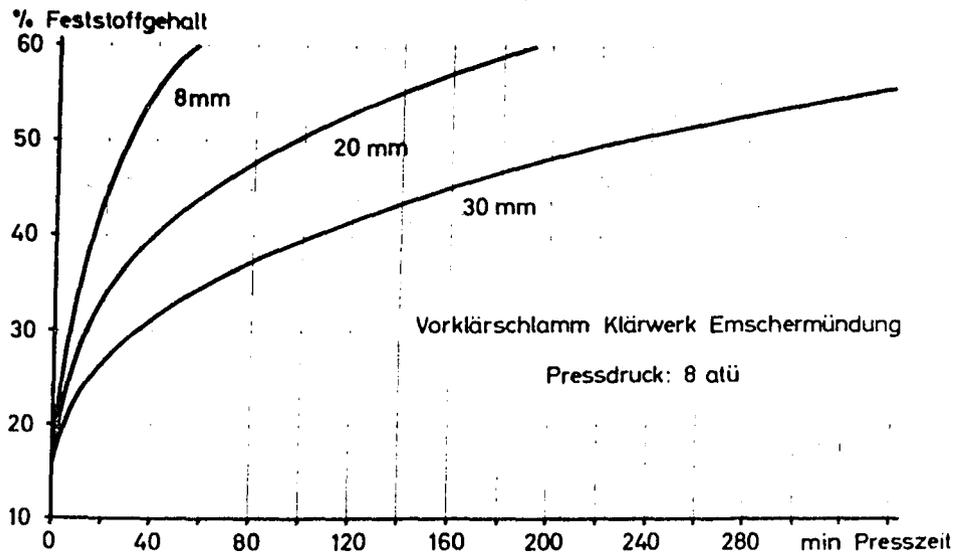


Bild 7: Einfluß der Kuchenstärke auf die Preßzeit

| Hersteller | Porritts u. Spencer Salzgitter | | | Markert Hamburg | |
|--|-----------------------------------|----------------|------------------|--------------------|--|
| | Bezeichnung | Neotex 2212 | Neotex 1188 s | DJT 636 | Marsyntex NKD 2392 |
| Material | Polyäthylen | Polyamid | Polyamid | Polyester | Polyamid kalandriert thermofixiert |
| Faden | monofil | Stapelfaser | Stapelfaser | multifil | monofil |
| Luftdurchsatz l/min dm ³ | 1170 | 280 | 18 | | 800 |
| Randverstärkung | ja | nein | nein | ja | ja |
| Max. Chargenzahl | 1994 | 2000 | 1886 | 300 | über 4000 |
| Kuchenabfall | gut | gut-schlecht | schlecht | schlecht | sehr gut |
| Waschen n. Chargen | 50 | 50 | 50 | 50 | 120 |

Bild 8: Eigenschaften der bisher auf der Emscherflußkläranlage eingesetzten Filtertücher (Dönges 5.)

lierten Pressen etwa zwischen 1500 bis 3000 DM/m² Filterfläche.

Voraussetzung für den wirtschaftlichen Einsatz von Filterpressen zur Schlamm entwässerung ist es daher, einen möglichst geringen Zeitaufwand für den gesamten Preßvorgang zu erzielen.

Der Zeitaufwand für den Preßvorgang, der aus Schließen, Füllen, Pressen und Öffnen der Pressen besteht, wird durch die Ausrüstung und die konstruktive Gestaltung der Filterpresse, durch deren Betriebsweise und in starkem Maße durch die Entwässerungseigenschaften des Klärschlammes bestimmt.

Die Konstruktion der Filterpresse hinsichtlich Anzahl und Größe der Filterplatten beeinflußt den Zeitaufwand für den Preßvorgang, d.h. die spezifische Filterleistung pro m² Filterfläche nur im geringen Umfang, da für Schließen, Füllen und Öffnen großer Filterpressen generell nur etwa 15 Minuten erforderlich sind. Vom wesentlichen Einfluß ist dagegen der Abstand der Filterplatten, durch den die Kammerstärke und damit die Kuchenstärke vorgegeben sind, wie Bild 7 zeigt. Das Ergebnis erklärt sich daraus, daß der Filterweg nicht mit der Plattengröße, sondern mit der Plattenstärke zunimmt, weil der Schlammkuchen sich vom Filtertuch zur Kammermitte hin aufbaut.

In betrieblicher Hinsicht wird der Entwässerungsverlauf durch den Preßdruck stark beeinflußt, wobei die Preßzeit etwa linear mit steigendem Preßdruck abnimmt. Eine wichtige Voraussetzung für eine schnelle Entwässerung, feststofffreies Filtrat und selbsttätigen Abfall der Schlammkuchen ist die Wahl des Filtertuches. Die mit verschiedenen Filtertuchmaterialien auf der Emscherflußkläranlage erzielten Betriebsergebnisse (5) zeigt Bild 8.

Für den Waschvorgang der Filtertücher können die Filterpressen heute bereits mit automatischen Abspritzeinrichtungen mit Spritzdrücken von 60 bis 80 atü ausgerüstet werden. Eine

zweckmäßige Kannelierung der Filterplatten, große Filtrat-ablauföffnungen und grobe Stützgewebe zwischen Filtertuch und Filterplatte verbessern den Entwässerungsablauf und den Kuchenabwurf.

Voraussetzung für die Entwässerung eines Schlammes in Filterpressen sind in jedem Falle seine Entwässerungseigenschaften, die durch die Schlammart und die Vorbehandlung und die Konditionierungsmittel bestimmt werden. Als Konditionierungsmittel werden neben struktur- und gerüstbildenden Stoffen, wie z.B. Asche vorwiegend Chemikalien, wie Aluminium- oder Eisensalze und Kalk sowie organische Flockungshilfsmittel eingesetzt.

Eine schnelle Entwässerung der Klärschlämme ist im allgemeinen möglich, wenn durch die Konditionierung ein spezifischer Filterwiderstand um $r = 1,0 \cdot 10^{12} \text{ 1/cm}^2$ erreicht wird.

Bei der thermischen Konditionierung kann dieser Wert selbst bei belebtem Schlamm durch Steigerung der Konditionierungstemperatur und Erhöhung der Verweilzeit im Reaktor erreicht werden.

Für alle Schlämme, auch für die Entwässerung thermisch konditionierter Schlämme, gilt, wie Bild 9 zeigt, daß neben niedrigen spezifischen Filterwiderständen eine gute Nacheindikung Voraussetzung für eine wirtschaftliche Entwässerung ist, da bei kurzen Preßzeiten der Investitionsaufwand für die Filterpressen erheblich reduziert werden kann. Im allgemeinen kann bei Konditionierungstemperaturen von etwa 215° C und einer Verweilzeit von 30 Minuten belebter Schlamm in etwa 20 bis 30 Stunden auf zumindest 15 % Feststoffgehalt nacheingedickt werden, so daß dann Preßzeiten von etwa einer Stunde ausreichen, um feste Schlammkuchen mit einem Feststoffgehalt von mehr als 50 % Trockensubstanz zu erreichen.

Die bessere Entwässerungsfähigkeit der Schlämme mit höheren Anfangsfeststoffgehalten in Filterpressen ist darauf zurückzuführen, daß zur Erzielung des gleichen Endfeststoffgehaltes geringere Wassermengen durch den Filterkuchen gepreßt werden müssen und somit weniger Feinststoffe beim Aufbau des

Korngerüsten zum Filtertuch hin verlagert werden, wodurch die Filterfähigkeit herabgesetzt wird.

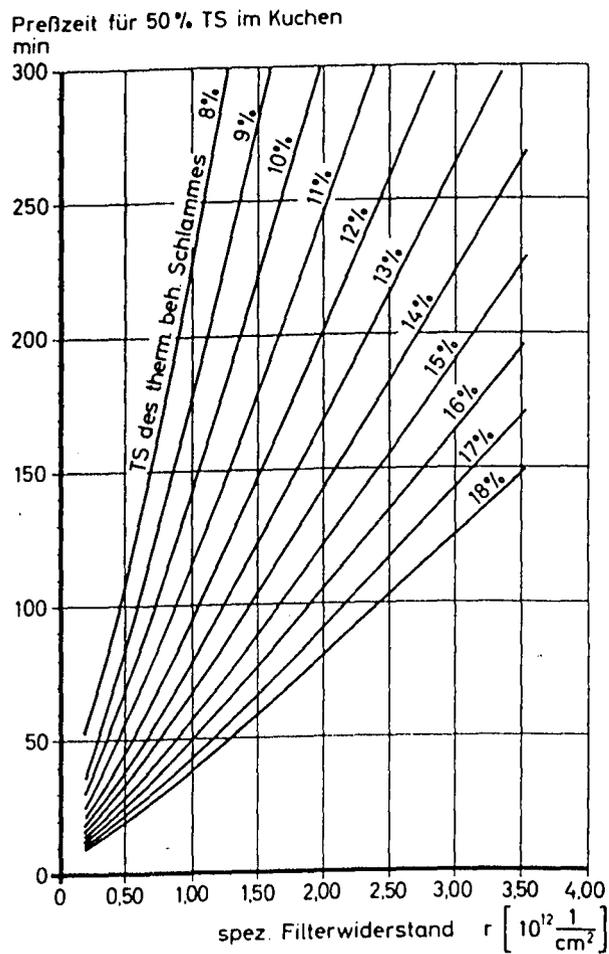


Bild 9: Beziehung zwischen dem spez. Filterwiderstand und der Preßzeit in der Laborfilterpresse (Hennerkes 1)

Meine Ausführungen über die thermische Konditionierung von Klärschlämmen und die Entwässerung in Filterpressen möchte ich mit dem Hinweis abschließen, daß wie bei allen Schlammbehandlungsverfahren auch bei diesen Systemen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen alle notwendigen Behandlungsstufen auch für Folgemaßnahmen wie Filtratwasserbehandlung, Vermeidung von Geruchsbelästigungen, die Verbrennung und die Deponie der entwässerten Schlämme oder deren Asche zu berücksichtigen sind, um zu einer echten Kostenbeurteilung im Vergleich zu anderen Verfahren zu kommen.

7. Literaturverzeichnis

1. Hennerkes, J.: Über die thermische Konditionierung von Emscher-Belebtschlamm. Gewässerschutz - Wasser - Abwasser Band 9 (1972) Aachen.
2. Kalbskopf, K.-H. u. Schlegel, S.: Bericht über die Behandlung des bei der thermischen Schlammkonditionierung anfallenden Filtratwassers. Unveröffentlichter Bericht der Abteilung Versuche der Emschergenossenschaft (1970).
3. Schlegel, S.: Die anaerobe Behandlung von Filtratwasser aus der thermischen Schlammkonditionierung. Diss. TU Hannover (1972).
4. Graefen, H. u. Dönges, H.J.: Studies on parameters affecting sludge dewatering in pressure filters. Proceedings of the 5 th International Conference on Water Pollution Research 1970, Volume I, Paper 30, Pergamon Press (1971).
5. Dönges, H.J.: Verfahrenstechnik, Leistung, Störungen und Kosten der Schlammbehandlung auf der Emscherflußkläranlage. Gewässerschutz - Wasser - Abwasser Band 6 (1971) Aachen.

Günter Kugel

Geordnete landwirtschaftliche Klärschlammverwertung

1. Grundsätze einer geordneten Klärschlammverwertung

Die wichtigsten allgemeinen Gesichtspunkte des Umweltschutzes, der Abwassertechnik bzw. der Landwirtschaft können wie folgt umrissen werden:

a) Umweltschutzbelange

Keine akute Gefährdung der Umwelt, insbesondere von Mensch und Tier.

Keine Schädigung von Boden, Wasser, Luft.

Angemessene Vorbehandlung der Klärschlämme bzw. Karennzeiten beim Ausbringen während der Vegetationszeit.

b) Abwassertechnische Belange

Geringe Störanfälligkeit und hohe Zuverlässigkeit.

Gute Flexibilität und Anpassung an den Klärbetrieb.

Langfristige Dauerlösung.

Geringe Jahreskosten.

c) Landwirtschaftliche Belange

Ausbringung im Rahmen der planmäßigen Bodenbewirtschaftung.

Gezielte, sachgerechte Anwendung zur Düngung bzw. Bodenverbesserung.

Schlammbeschickung und Bodenbearbeitung mit üblichen Landmaschinen und Geräten.

Geringer zusätzlicher Einsatz von landwirtschaftlichen Arbeitskräften.

Niedrige Kostenbelastung.

Von den vier speziellen Vorbehandlungsverfahren haben bisher im Rahmen der Klärschlammverwertung im Landbau nur zwei Verfahren praktische Bedeutung erlangt, und zwar

- a) Pasteurisierung durch Erhitzen,
- d) Kompostierung mit Müll.

Die thermische Konditionierung und künstliche Entwässerung (b) werden bisher nur mit anschließender Deponie (ohne oder mit Veraschung) für Klärschlamm eingesetzt.

Die künstliche Schlamm-trocknung durch Erhitzen (c) zur Erzeugung streufähiger organischer Stoffe wird in der Literatur mit neuen Kombinationen verschiedener Verfahrensschritte der Eindickung, Entwässerung und Trocknung propagiert. Es wurde bereits lange und umfangreich gefordert, RUHRVERBAND (3); der praktische Einsatz ist bisher aber auf einige wenige Fälle beschränkt geblieben. Der Niersverband hat aus technisch-wirtschaftlichen Gründen die seit 1953 betriebene Schlamm-trocknungsanlage vor zwei Jahren stillgelegt. Die technischen Schwierigkeiten dieser Trocknungsanlage haben beschrieben WUESTEN / ZINGLER (4) im Hinblick auf die praktischen Erfahrungen und Kosten, KUGEL (5) mit Hinweisen auf die Verfügbarkeit und Zuverlässigkeit des Gesamtsystems der Entwässerungs- und Trocknungsanlage.

2.1.1 Pasteurisierte Klärschlämme

Bisher zeigen nur Verfahren der thermischen Klärschlamm-pasteurisierung den Stand der Technik an, der unter den rauen Bedingungen von Kläranlagen im Dauerbetrieb gesichert ist. Andere Hygienisierungsverfahren unter Verwendung von radioaktiven oder jonisierenden Strahlen, die aufmerksames Interesse verdienen, müssen vorläufig außer Betracht bleiben, bis die mancherorts laufenden Untersuchungen zur Anwendung dieser neuen Verfahren für den praktischen Be-

trieb ausreichend zuverlässige Ergebnisse liefern.

Das maßgebende Temperaturniveau und die Dauer dieser Energieeinwirkung kennzeichnen die Wirkung der Pasteurisierung. Nach allgemeinem Sprachgebrauch versteht man unter diesem Begriff:

a) technisch:

Erhitzen von wässrigen Flüssigkeiten unter 100°C
- vor allem im Bereich von $60 - 85^{\circ}\text{C}$ -

b) medizinisch:

eine Teilentkeimung - vor allem ohne Sporen -

Der medizinisch-hygienische Aspekt der Pasteurisierung ist komplex; während der Bakteriologe die Pasteurisierung allgemein nach dem Grad der Reduzierung von pathogenen Mikroorganismen beurteilt, schließt der Veterinär auch die Abtötung von großen Organismen, die Eier von Wurmparasiten, mit Blick auf die landwirtschaftliche Verwertung (Wiesen und Weiden) in die Betrachtung ein.

Einen Anhalt über die Wirkung der Pasteurisierung bei verschiedenen Temperaturbereichen gibt Bild 2 nach ROEDIGER, 1958 (6), wobei zu beachten ist, daß Eier von Wurmparasiten bereits bei Temperaturen um 60°C , ferner Typhusbakterien bei Temperaturen um $65 - 70^{\circ}\text{C}$, nach effektiver Einwirkzeit von wenigen Minuten abgetötet werden.

Bild 2: Pasteurisierungseffekte

| Einwirkdauer (in Minuten) zur Abtötung von : | bei einer Erhitzungstemperatur von : | | | | | |
|--|--------------------------------------|----|----|----|-------------------|------|
| | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 ^o C | |
| Oysten von <i>Entamoeba histolytica</i> | 5 | | | | | Min. |
| Eiern von <i>Ascaris lumbricoidea</i> | 60 | 7 | | | | Min. |
| <i>Brucella abortus</i> | | 60 | | 3 | | Min. |
| <i>Corynebacterium diptheria</i> | | 45 | | | 4 | Min. |
| <i>Salmonella typhosa</i> | | | 30 | | 4 | Min. |
| <i>Escherichia coli</i> | | | 60 | | 5 | Min. |
| <i>Micrococcus pyrogenus</i> var. <i>aureus</i> | | | | | 20 | Min. |
| <i>Mycobacterium tuberculosis</i> var. <i>promissa</i> | | | | | 20 | Min. |
| Viren | | | | | 25 | Min. |

Auf dieser Grundlage haben sich bisher folgende Richtwerte für die Reaktionsbedingungen einer Klärschlammpasteurisierung im technischen Maßstab entwickelt:

| | |
|------------|-----------------|
| Temperatur | 65 - 70 ° C |
| Dauer | 20 - 30 Minuten |

Grundsätzlich muß zwischen der effektiven Reaktion einerseits und den Sicherheitszuschlägen andererseits, die weitgehend dem subjektiven Ermessen unterliegen, unterschieden werden. Weitere praxisnahe Untersuchungen im technischen Maßstab werden zeigen müssen, ob noch andere Bereiche in Frage kommen. Je spontaner die Erhitzung und je gleichmäßiger die Energieverteilung und Dauer der Einwirkung der Energie ist, desto kürzere Reaktionszeiten dürfen prinzipiell - unter der Voraussetzung einer homogenen Beschaffenheit und Struktur der behandelten Klärschlämme - erwartet werden.

Die quantitative Wirkung einer Schlammpasteurisierung kann an der Reduktion charakteristischer Populationen abgelesen werden. Die Keimreduktion schwankt statistisch, wobei Mischpopulationen eine größere Variationsbreite aufweisen. Für die typischen Randbedingungen 70 ° C und 30 Minuten Einwirkzeit geben HESS et.al. (7) bei Enterobacteriaceen eine Keimreduktion von über sechs Zehnerprozenten an.

Es muß festgehalten werden: Bei der Pasteurisierung werden prinzipiell nicht sämtliche Keime abgetötet, aber die Keimzahlen werden auf ein im allgemeinen unbedenkliches Niveau gesenkt.

Näher auf die Technik der Pasteurisierung einzugehen würde hier zu weit führen; der neueste Stand der Technik unter Berücksichtigung der rauen Bedingungen von Kläranlagen im Dauerbetrieb ist umrissen von KUGEL (8) mit zahlreichen Hinweisen auf die einschlägige Fachliteratur.

2.1.2 Kompostierte Klärschlämme (gemeinsam mit Müll)

Soweit unter dem Gesichtspunkt der Entseuchung Klärschlamm durch Kompostieren vorbehandelt wurde, um anschließend im Landbau eingesetzt zu werden, war bisher im praktischen Betrieb nur eine gemeinsame Kompostierung mit Müll möglich, wobei der Klärschlamm zur Verbesserung der C/N-Verhältnisse im Müllkompost sowie bis zum Erreichen eines für die Müllrotte optimalen Wassergehaltes ($\sim 50\%$) beigemischt wird. Müll hat bekanntlich nur einen relativ geringen Stickstoffgehalt. Zur Verwertung äquivalenter Müll-/Klärschlammengen müssen Wassergehalt und Menge des eingesetzten Klärschlammes gut aufeinander abgestimmt werden, so daß der Grad der Vorentwässerung des Klärschlammes dem nach Art und Jahreszeit wechselnden Wassergehalt des Rohmülls angepaßt werden muß; andernfalls ist die Äquivalenz in Frage gestellt.

Im Hinblick auf die allgemein notwendige mechanisch-biologische Abwasserbehandlung gilt die Äquivalenz in Zukunft vernünftigerweise im allgemeinen nur für diesen Fall. Das größere Schlammvolumen sowie die im Vergleich zum Schlamm einer mechanischen Kläranlage allgemein schlechtere Entwässerbarkeit sind dabei wohl zu beachten.

KNOLL und STRAUCH (9) haben einen hygienisch-bakteriologischen Güteindex der Kompostierungsverfahren aufgestellt, der einen allgemeinen, pauschalen Beurteilungsrahmen liefert. Die Wirksamkeit der Verfahren im Einzelfall wird stark von der Einhaltung der optimalen Rottebedingungen an allen Stellen des Reaktionsraumes und - ähnlich wie bei der künstlichen Schlamm-trocknung - von der Zuverlässigkeit des technischen Systems abhängen.

Tabelle 2: Hygienisch-bakteriologischer Güteindex

| Verfahren | Material | Wasser- gehalt % | Maximal er- reichte Dauer- Temperatur | Hygienische Bewertung | Bemerkungen | |
|--|---|---|---|----------------------------|--|--|
| Offene Kompostierung „Kalkkompostierung“ in Flachmieten | Müll-Klärschlamm | 55 | 46° C | 5 Monate nicht einwandfrei | | |
| „Kalkkompostierung“ in Mieten | Klärschlamm | 60 | 52° C | 6 Monate nicht einwandfrei | | |
| Mietenkompostierung | Müll | 40-60 | > 55° C | 3 Wochen einwandfrei | 1 < Umsetzen | |
| Mietenkompostierung | Müll-Klärschlamm | 40-60 | > 55° C | 3 Wochen einwandfrei | 1 < Umsetzen | |
| Mietenkompostierung mit Zusatzbelüftung | Müll-Klärschlamm | hygienische Untersuchungen noch nicht abgeschlossen | | | | |
| System-Kompostierung | | | | | | |
| Bewegliche Rottezellen Drehtrömmel (z. B. Dano-Verfahren) | Müll | 45-55 | > 60° C | 6-7 Tage einwandfrei | für Sporenbildner zusätzlich: 1 Woche Mietenkompostier. | |
| Drehtrömmel Rotteurm mit zentraler Drehachse | Müll-Klärschlamm | etwa 50 | > 60° C | 6-7 Tage einwandfrei | für Sporenbildner zusätzlich: 1 Woche Mietenkompostier. | |
| (z. B. Multibacto- Verfahren) | Müll | 40-50 | > 65° C | 1 Tag einwandfrei | für Sporenbildner + 1 Woche Miete | |
| Rotteurm | Müll-Klärschlamm | 45-55 | > 65° C | 1 Tag einwandfrei | für Sporenbildner + 1 Woche Miete | |
| Stationäre Rottezellen Mit Belüftung und Umwälzung (z. B. Diefenbacher) | Müll-Klärschlamm --- hygienische Untersuchungen ange laufen --- | | | | | |
| Sonstige Verfahren | | | | | | |
| Kapillartrocknungs- verfahren (z. B. Brikollare- Verfahren) | Müll-Klärschlamm | 40-55 | etwa 60° C | 3 Wochen einwandfrei | | |

2.2 Schadstoffunbedenkliche Klärschlammverwertung

Nach Paracelsus macht die Dosis das Gift; so daß hier nicht qualitative Betrachtungen zu potentiellen Gefahren verschiedenster Inhaltsstoffe von Klärschlämmen zu einer Problemlösung führen, sondern quantitative Aussagen auf der Grundlage von praxisnahen Versuchen, möglichst unter Feldbedingungen.

Während organische Produkte, Oel, Detergentien und acyclische Kohlenwasserstoffverbindungen durch Mikroorganismen im Boden mehr oder weniger schnell umgesetzt und abgebaut werden, so daß es im allgemeinen nicht zu einer irreversiblen Anreicherung durch Klärschlammzufuhr kommen kann, kann eine Anhäufung von Spurenelementen und Schwermetallverbindungen eher erwartet werden. Je nach den örtlichen Verhältnissen - unter anderem je nach Bodenart, Niederschläge, pH-Wert, Kalkgehalt, organischer Klasse, Pflanzendecke - können solche chemischen Elemente festgelagert bleiben, ausgewaschen oder von Pflanzen aufgenommen werden. Höhere Gehal-

te im Boden an Pb, Cd, Ni, Hg, Cr, Cu und Zn müssen stets mit Vorsicht betrachtet werden, wobei gerade die Gehalte an Cu, Zn neben Mo, Mn, die als pflanzenphysiologisch wichtige Spurenelemente Bedeutung haben, je nach dem jeweiligen Grad der Pflanzenverfügbarkeit ambivalent zu beurteilen sind.

Als allgemeine Regel mag gelten, daß man an sich nachteilige Konzentrationen an Schwermetallverbindungen praktisch aufheben kann durch die Wirkung von organischer Masse und Phosphaten, die schwerlösliche Metallverbindungen eingehen, sowie basischen Stoffen, die allgemein im Klärschlamm reichlich vorhanden sind. Hier sei unter anderem auf die langjährigen praxisorientierten Untersuchungen am Agrikulturchemischen Institut der Universität Bonn unter Leitung von Professor Dr. KICK hingewiesen (10, 11, 12, 13, 14).

Allgemein verbindliche Regeln über den unbedenklichen Schwermetallgehalt im Boden im Hinblick auf die Klärschlammabeseitigung gibt es in Deutschland noch nicht. Es bahnt sich jedoch eine Regelung an, daß die Anwendung von schwermetallhaltigen Klärschlämmen im allgemeinen unbedenklich ist, solange die Konzentration der einzelnen Komponente im Boden 100 ppm nicht überschreitet. Vergleichsweise sei hier auf die Richtlinie Nr. 10 des englischen Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, 1971, hingewiesen, wo ein Gehalt an verfügbaren Zinkäquivalenten (Zn, Cu, Ni) von maximal 250 ppm im Boden für pH 6,5 angegeben wird. Die Dosis und der Zyklus der Schlammgabe sind entsprechend dem Gehalt an verfügbaren Schwermetallen zu variieren. Unter den allgemeinen Bedingungen des Landbaus und der Beschaffenheit stabilisierter Klärschlämme ist die Pflanzenverfügbarkeit von Schwermetallkomponenten notabene verhältnismäßig gering.

Auf Grund der Grünlandversuche von SCHÄFER (10) und WARNUSZ (13) im Bereich des Niersverbandes in den Jahren 1965 - 1968 konnten

keine nachteiligen Wirkungen der Klärschlammmanwendung bei den für Grünland hier allgemein praktizierten Flüssigschlammgaben von rd. 200 - 250 m³/ha beobachtet werden.

Tabelle 3

| Mittel aus den Jahren 1965 - 1968 | | | |
|--------------------------------------|-----------|---------------------|---------------------|
| Grünland Braunerde- Pseudogley | ungedüngt | Mineral- düngung | Schlamm- düngung |
| Ertrag dz/ha | 79 | 118 | 104 |
| Metallanteile: gr/100 dz T. M. | | | |
| Cu | 95 | 98 | 109 |
| Cr | 36 | 34 | 63 |
| Pb | 75 | 65 | 70 |
| Zn | 1.020 | 1.030 | 950 |

Als Voraussetzung für eine geordnete, dauerhafte Klärschlammverwertung im Landbau sind chemische Untersuchungen der Schlämme und der Böden zweckmäßig. Die Untersuchung von Klärschlämmen auf Schwermetallkomponente ist insbesondere angezeigt, wenn auf Grund der im Abwasser enthaltenen spezifischen gewerblichen Abwässer mit einer merklichen Beeinflussung gerechnet werden muß. Das Gleiche gilt sinngemäß für Müll-/Klärschlammkompost.

Nach Messungen des Niersverbandes lagen 1972 z. B. in Flüssigschlämmen folgende Schwermetallkonzentrationen vor, die mit einem PERKIN-ELMER-Atomabsorptionsspektrographen gemessen wurden. Unterschiede zwischen gewerblich unbelasteten und belasteten Schlämmen sind hier für Cr und Cu besonders auffällig.

Tabelle 4 Schwermetallkonzentrationen

| | Cr | | | | Cu | | | | Zn ₁ | | | | Ni | | | |
|------------------|------|------|----|------|------|------|----|------|-----------------|------|----|------|------|------|----|------|
| | Z | A | E | S | Z | A | E | S | Z | A | E | S | Z | A | E | S |
| | mg/l | mg/l | % | mg/l | mg/l | mg/l | % | mg/l | mg/l | mg/l | % | mg/l | mg/l | mg/l | % | mg/l |
| x ₁) | 0,56 | 0,05 | 91 | 148 | 0,39 | 0,04 | 90 | 86 | 1,02 | 0,11 | 89 | 136 | 0,08 | 0,05 | 33 | 9 |
| x ₂) | 0,02 | 0,01 | 50 | 33 | 0,14 | 0,02 | 36 | 36 | 0,58 | 0,20 | 66 | 97 | 0,04 | 0,02 | 50 | 15 |
| s | 0,02 | 0,01 | | 20 | 0,08 | 0,02 | | 46 | 0,23 | 0,16 | | 50 | 0,06 | 0,02 | | 10 |
| v % | 80 | 152 | | 61 | 61 | 86 | | 129 | 40 | 82 | | 51 | 135 | 90 | | 66 |
| n | 11 | 11 | | 8 | 11 | 11 | | 8 | 11 | 11 | | 8 | 11 | 11 | | 8 |

Z = Zulauf (mg/l)
 A = Ablauf (mg/l)
 E = Elimination (%)
 S = stab. Klärschlamm (mg/l)

x = Mittelwert (Stichprobe)
 s = Standardabweichung
 v = Variationskoeffizient
 n = Probenzahl

Index: 1) Gruppenklärwerk I, Mönchengladbach-Neuwerk
 (800.000 EGW)

2) Klärwerke im ländlichen Bereich
 (1.000 - 4.500 E bzw. EGW)

Auf die Probleme der Salzwirkung und Salzauswaschung (z. B. Nitrat) in den Untergrund einzugehen, ist hier der Kürze wegen nicht möglich. Auf die interessanten Versuchsergebnisse von PLATZEN (15) an Lysimetern mit Sand und Löß u. a. bei extrem hohen Schlammgaben (3.000 bzw. rd. 5.000 m³/ha) sei hier nur hingewiesen.

Von der Kopfdüngung empfindlicher Jungpflanzen in den ersten Wochen nach dem Aufkeimen abgesehen, haben sich im Niersgebiet bei Schlammgaben von 300 - 400 m³/ha für Ackerland keine Nachteile beim Pflanzenwuchs gezeigt.

3. Nährstoffgerechte Klärschlammmanwendung im Landbau

Die bei einer sachgerechten Unterbringung zu erwartende Bodenverbesserung und Düngewirkung durch Klärschlamm ist unbestritten. Aus der Vielzahl der einschlägigen Fachliteratur sei hier auf die Forschungen von KICK (14), BARTELS (16), PLATZEN (15) und die Arbeiten von KIEPE (17), (18) hingewiesen.

Die Bedeutung des Klärschlammes für den Boden liegt im wesentlichen in folgenden Faktoren:

- a) Zufuhr an Nährstoffen (N_2 , P_2O_5) und Spurenelementen
- b) Kalkwirkung von basischen Stoffen
- c) Erhöhung des Gehaltes an organischen Stoffen und Humus
- d) Erhöhung der Wasserhaltevermögen

Durch die Fruchtfolge (Nährstoffentzüge), Stoffwechselfvorgänge der Bodenorganismen und Niederschläge sind die Wirkungen je nach Bodenart unterschiedlich, so daß Bodenuntersuchungen zweckmäßig sind, um die Klärschlammanwendung in einem vernünftigen Plan der Düngung und Fruchtfolgen möglichst zweckmäßig einzupassen. Bei geschickter Stufenausnutzung der verfügbaren Nährstoffe ist im allgemeinen nur Zusatzdüngung von Kali erforderlich, die mit den landwirtschaftlichen Beratern abzustimmen ist.

Auch für die Klärschlammverwertung gilt nicht der Grundsatz, wie so oft im Leben: "Viel hilft viel!"

Nach KICK (19) kann man die Nährstoffwirkung von Klärschlamm mit etwa folgenden Werten berücksichtigen:

Tabelle 5

| Nährstoffe | Nährstoff in jeweils kg pflanzenverfügbarer | |
|----------------------------|--|---|
| | 100 m ³ Flüssig- schlamm (95 v. H. Wasser) | 100 dz stich- fester Klär- schlamm (70 bis 60 v. H. Wasser) |
| Stickstoff (N) | 30 bis 50 | 15 bis 20 |
| Phosphorsäure (P_2O_5) | 40 bis 60 | 30 |
| Kali (K_2O) | 5 bis 10 | unbedeutend |
| Kalk (CaO) | 300 bis 600 | 200 bis 500 |
| Kupfer | 1 bis 10 | 1,6 bis 8 |
| Zink | 2 bis 20 | 1 bis 10 |
| Schwefel | 30 bis 60 | 15 bis 45 |
| Mangan | 4 | 2,4 |
| Molybdän | 0,1 | 0,1 |
| Bor | 0,1 | 0,04 |
| Organische Masse | 2000 bis 3000 kg | 1500 bis 2000 kg |

Nach KICK (19) sind folgende praxisbezogenen Gedanken für die nährstoffgerechte landwirtschaftliche Klärschlammverwendung beachtenswert:

"In der Fruchtfolge wendet man am besten Klärschlamm in der gleichen Weise wie Stallmist, Fließmist oder Gülle an. Wie schon betont, kommt es auf die richtige Einschätzung der Stickstoffwirkung an. Das ist besonders wichtig beim Zuckerrübenanbau wegen einer zu lange sich hinziehenden Stickstoffwirkung; auch beim Getreide muß dies beachtet werden. Für Körner- und Silomais und auch für Futterpflanzen ist diese Frage nicht so entscheidend. 100 bis 200 m³/ha Flüssigklärschlamm können auch im Lauf des Winters auf Wintergetreide aufgebracht werden. Bei Anwendung auf Grünland, besonders auf Weideflächen, sind die schon erwähnten hygienischen Gesichtspunkte zu beachten, außerdem muß berücksichtigt werden, daß hier der Klärschlamm nicht mit dem Boden vermischt wird, sondern die Trockenmasse des Schlammes in der Narbe verbleibt. Es wird daher nötig sein, die Narbe auf botanische Zusammensetzung und Qualität des Futters laufend zu beobachten. Die Mineralstoffaufnahme durch die Weidepflanzen und die Erträge werden im allgemeinen günstig beeinflußt. Auch muß durch geeignete Bearbeitung der Narbe (Striegeln) vermieden werden, daß sich Klärschlammkrusten bilden; auch die Walze muß von Zeit zu Zeit dafür sorgen, daß die Narbe fest und geschlossen bleibt."

4. Organisation der geordneten Klärschlammverwertung im Landbau

Unter Beachtung der Voraussetzungen zu Ziffer 1. und 2. bieten sich im Grundsatz keineswegs ungünstige Voraussetzungen für eine geordnete Klärschlammverwertung, wenn die notwendige Abstimmung abwassertechnischer Belange der Abfallbeseitigung mit den landbaulichen Belangen nicht mit der "linken Hand" durchgeführt werden.

Wie die folgende Tabelle zeigt, ist der spezifische Flächenbedarf für

die Unterbringung von eingedicktem Klärschlamm verhältnismäßig gering. Bei entwässerten bzw. getrockneten Klärschlämmen ($< 65\%$ Wassergehalt) ist der Bedarf noch geringer!

Inanspruchnahme landwirtschaftlicher Nutzflächen in Abhängigkeit von der Dichte der Bevölkerung bzw. Einwohnergleichwerte:

- Annahme
- a) Landwirtschaftliche Nutzfläche (LNF) für Ackerland (Getreide, Kartoffeln, Zuckerrüben) und Dauergrünland rd. 50 % der Gesamtwirtschaftsfläche (WF) (vgl. Statistisches Jahrbuch NRW 1973)
 - b) Spezifischer Schlammanfall (flüssig, eingedickt) rd. $< 0,5 \text{ m}^3/\text{EG} \cdot \text{a}$
 - c) Spezifische Flüssigschlammgabe $100 \text{ m}^3/\text{ha LNF}$ bzw. $10.000 \text{ m}^3/\text{km}^2 \text{ LNF}$

Tabelle 6

| EG/km ² WF | m ³ /km ² WF | m ³ /km ² LNF | spez. Flächenbedarf LNF in % |
|-----------------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| 250 | 125 | 250 | 2,5 |
| 500 | 250 | 500 | 5,0 |
| 1.000 | 500 | 1.000 | 10,0 |

Ergebnis: Bei der durchschnittlichen Umweltbelastung in der BRD (rd. $500 \text{ EG}/\text{km}^2$) würden bei landwirtschaftlicher Flüssigschlammverwertung im Durchschnitt rd. 5 % der besonders geeigneten LNF in Anspruch genommen.

Bei höheren Schlammgaben gegenüber der obengenannten Annahme von $100 \text{ m}^3/\text{ha}$ entsprechend dem Düngbedarf von landwirtschaftlichen Flächen verringert sich der spezifische Flächenbedarf umgekehrt proportional.

Zur Sicherung einer langfristigen geordneten Schlammverwertung im Landbau sind sorgfältige Strukturanalysen der landwirtschaftlichen Nutzflächen und die Tendenzen zur Änderung der Anbauflächen sinnvoll. Hier sei nur erwähnt, daß die seit einigen Jahren zu beobachtende deutliche Zunahme der Anbauflächen für Körner- und Futtermais, dessen starker Stickstoffbedarf hohen Schlammgaben entgegenkommt, günstige Möglichkeiten für die Schlambeseitigung eröffnet. Andererseits ist z. B. ein allgemeiner Schwund an Kartoffelanbaufläche in der BRD zu beobachten.

Die bisherigen Erfahrungen mit der landwirtschaftlichen Klärschlammverwertung zeigen, daß die Zeit der Do-it-yourself-Methode mit gemächlich schaukelndem Jauchefaß der Bauern bald endgültig vorbei ist. Der steigende Arbeitskräftemangel in der Landwirtschaft zwingt immer stärker zu einer straff organisierten und leistungsfähigen Betriebsführung, so daß auch die Klärschlammaufbringung nach einem Dünge- und Wirtschaftsplan rationell erfolgen muß. Andererseits darf der Kläranlagenbetrieb nicht durch schleppende Verwertung von Klärschlamm im Landbau durch schädliche Rückkoppelung beeinträchtigt werden.

Die Abfall- und Schlambeseitigung muß möglichst ohne Rücksicht auf kommunale Grenzen - z. B. durch eine regionale Gebietskörperschaft oder durch einen Verband - organisiert und durchgeführt werden.

Nach den Erfahrungen des Niersverbandes, wo z. B. rd. $360 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ Flüssigschlamm landwirtschaftlich verwertet werden, sind leistungsfähige Absatzbereiche notwendig.

Wenn auch die Flächen, die unmittelbar zur Beseitigung des anfallenden Flüssigschlammes benötigt werden, verhältnismäßig klein sind, müssen weitaus größere Bereiche als Verwertungsgebiet betrachtet werden, um eine leistungsfähige Absatzorganisation durchzuführen. Diese Bereiche sollten für einen Absatz von mindestens $20 \cdot 10^3$ jährlich ausgelegt werden.

Die erforderliche Gebietsgröße kann wie folgt in Abhängigkeit von der Schlammmenge Q (m^3/a) errechnet werden:

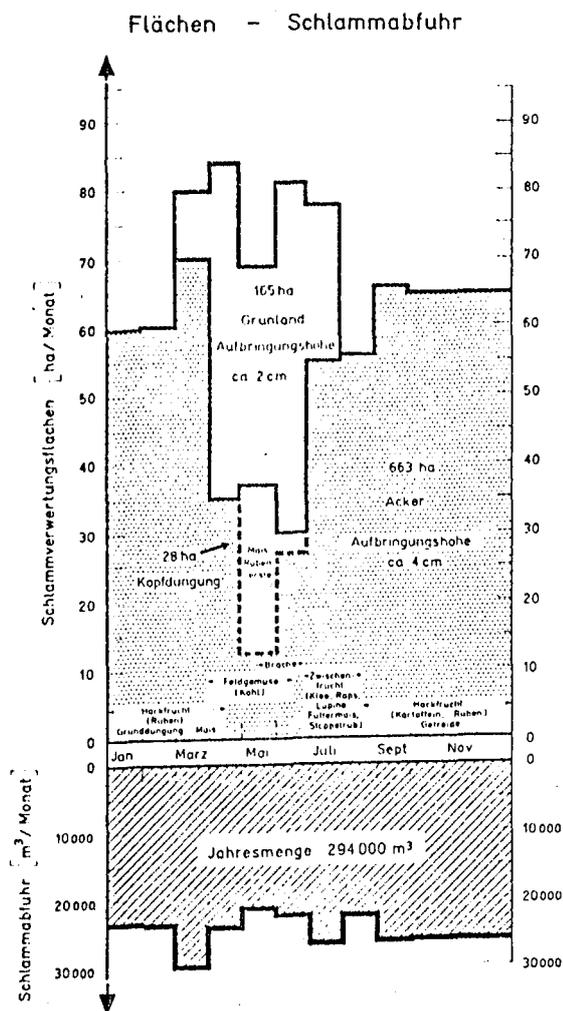
$$F = k \cdot Q \cdot 10^3 \text{ (km}^2\text{)}$$

$$2 < k < 4$$

Die Größe der Bereiche hängt andererseits wiederum von der Transportkapazität und der wirtschaftlichen Transportweite ab. Speicherung, Laden und Transport sowie Verteilung des Schlammes sind voneinander abhängig.

Durch Flurbereinigung sind in NRW größere Ackerflächen (rd. 1 ha und größer) gegenüber früher entstanden. Bei einer Flüssigschlammgabe von rd. $400 \text{ m}^3/\text{ha}$ - z. B. für Rüben- oder Kartoffelfelder - muß ein entsprechendes Volumen zur schnellen Beschlämmung kurzfristig zur Verfügung stehen. Beim Niersverband sind Speicherkapazitäten in dieser Größenordnung auch auf kleineren Kläranlagen ($< 5.000 \text{ E}$) im Regelfall vorhanden, so daß für solche Anlagen auf ein Ausbringen während der Vegetationszeit im allgemeinen verzichtet werden kann. Andernfalls ist eine Vorbehandlung (Pasteurisierung) auf einer Zentralkläranlage mit Zwischentransport unumgänglich, wenn man während der Vegetationszeit Wiesen und Weideland in Anspruch nehmen will. Ein typisches Verteilungsschema für eine ganzjährige Flüssigschlammverwertung beim Niersverband zeigt Bild 3:

Landwirtschaftliche Flüssigschlammverwertung 1971



4.1 Laden und Transport

Die weiteren Betrachtungen beschränken sich hier auf die allgemein interessierenden Anwendungsfälle für

- a) entwässerten, mit Miststreuern maschinell streufähigen Trockenbeetschlamm (< 65 % WS)
- b) pumpfähigen Flüssigschlamm (90 - 95 % WS)

Da die Komposte in der BRD zum überwiegenden Teil im Weinbau verwertet werden, wird hier nicht auf die speziellen topographisch bedingten Methoden eingegangen, obschon sich auch dort durch versuchsweisen

Einsatz pneumatischer Transportmethoden interessante Ansätze für einen rationellen Einsatz zeigen.

Gleichfalls bleiben hier Sonderfälle des Flüssigschlammtransportes mit ortsfesten Rohrleitungen und flexiblen Unterverteilungssystemen nach Art der bekannten Berechnungsverfahren außer Betracht.

Das Beladen der Transportgeräte soll nicht mehr als 10 - 15 Minuten in Anspruch nehmen, so daß Handarbeit ausscheidet und die zeitliche Bindung der Arbeitskraft des Klärwärters bzw. des Bauern durch Maschineneinsatz gering bleibt.

Für Kläranlagen ab etwa 5.000 E werden maschinelle Trockenbeeträumgeräte geliefert; z. B. für SCHREIBER-Kläranlagen. Die Transportkapazität setzt dem Einsatz von langsamerem Gerät beim Transport von Klärschlämmen schnell eine Grenze, wenn Transportweiten von mehreren Kilometern zurückzulegen sind.

Tabelle 7: Spezifische Transportkapazität auf Straßen

| | Ladefähigkeit m ³ bzw. t | | Fahrgeschwindigkeit Straße - km/h | TS-Gehalt % | spez. Transportkapazität t(TS) · km/h |
|---------------------------|--|----|--------------------------------------|----------------|--|
| Miststeuer m.Schlepper | a) | 3 | < 20 | 4 | < 24 |
| | b) | 4 | < 20 | 4 | < 32 |
| Tankwagen m.Schlepper | c) | 3 | < 20 | 6 | < 3,6 |
| | d) | 5 | < 20 | 6 | < 6 |
| Tank-LKW | e) | 7 | < 60 | 6 | < 25 |
| Tank-LKW | f) | 19 | < 60 | 6 | < 68 |

Bei einer Schlammgabe von rd. 24 t (TS)/ha und einer Transportentfernung von rd. 3 km stehen die reinen Fahrzeiten für Hin- und Rückfahrt für den Fall:

- a) Miststreuer 3 t mit Schlepper
- c) Tankwagen 3 m³ mit Schlepper
- e) Tank-LKW 7 m³
- f) Tank-LKW 19 m³

in folgender Relation:

| a | c | e | f |
|-----|------|------|------|
| 6 h | 48 h | ~6 h | ~2 h |

Hierbei sind die Zeiten für das Verteilen auf dem Acker noch nicht berücksichtigt. Die Arbeitsgeschwindigkeit auf dem Acker wird beim Befahren im allgemeinen zwischen 6 - 8 km/h liegen, bei hängigem Gelände aber ohnehin geringer sein, sofern dann ein Befahren überhaupt möglich ist.

4.2 Verteilung auf landwirtschaftlichen Flächen

Während die Niederdruck-Bereifung bei landwirtschaftlichen Geräten - wie Miststreuer und Güllefässer - ein Befahren von Feldern im allgemeinen zuläßt, wird der Einsatz von Straßenfahrzeugen zur unmittelbaren Ausbringung von Schlämmen auf Ackerland höchst problematisch, vor allem bei nasser Witterung, während das Befahren einer festen Grasnarbe eher möglich ist.

Mit Miststreuern läßt sich der entwässerte, krümmelige Trockenbeetschlamm in Höhe von rd. 1 - 3 cm vor dem Umbrechen der Acker-scholle aufbringen. Dickere Klumpen, die unzerkleinert in den Boden eingearbeitet werden, können zu unerwünschten, für das Pflanzenwachstum nachteiligen lokalen anaeroben Zonen führen.

Beim Flüssigschlamm muß eine gleichmäßige und randscharfe Verteilung auf den Parzellen gewährleistet sein, damit nicht die benachbarten Felder durch versprühten Schlamm beeinträchtigt werden.

Ohne konstanten Druck an den Spritzdüsen kann kein gleichmäßiges Ausbringen erwartet werden, so daß drucklose Tanks (z. B. Jauchefässer) hierfür nicht optimal sind. Bei Druckförderung (Pumpen oder pneumatische Förderung) muß die Zerstäubung und das Abtreiben von Schlammtröpfen durch Wind stärker beachtet werden im Vergleich zur klassischen Feldberegnung mit Klarwasser. Die von Hand gesteuerte Verteilung mit Güllewerfern ist die sicherste, aber auch die aufwendigste Methode.

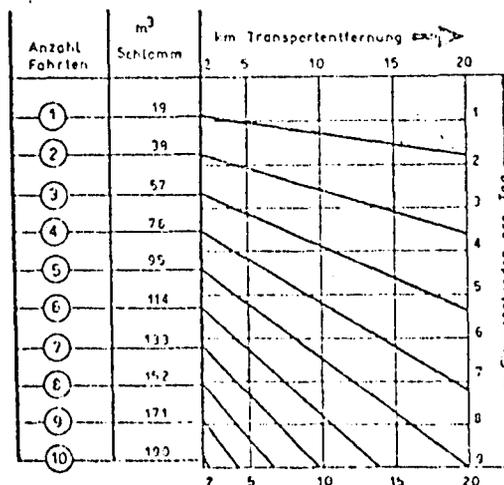
Im Gebiet des Niersverbandes befahren die Tankfahrzeuge nur die Straßen und landwirtschaftlichen Wege, die im Rahmen des "Grünen Plans" gut ausgebaut wurden, bis an die Felder. Die weitere Verteilung läuft pneumatisch über fliegende Leitungen, bandstahlverzinkte Schnellkupplungsleitungen mit Kardankupplung (NW 89 mm, DIN 19 651) zur Schlammkanone (Güllewerfer). TÜV-abnahmepflichtige Druckkessel sind auf einen Förderdruck von 3 atü ausgelegt. In ähnlicher Weise geht man beim Großen Erftverband, Bergheim, vor.

4.3 Leistung und Kosten der rationellen Schlammabeseitigung im Niersgebiet

Nach WENZEL (20) haben sich im Laufe langjähriger Erfahrungen folgende Richtwerte für die Tagesleistung eines Fahrzeuges in Abhängigkeit von der Transportentfernung und der Betriebszeit entwickelt:

Bild 4

Tagesleistung eines 19m³ Tankwagens
(Transport und Verregnung)

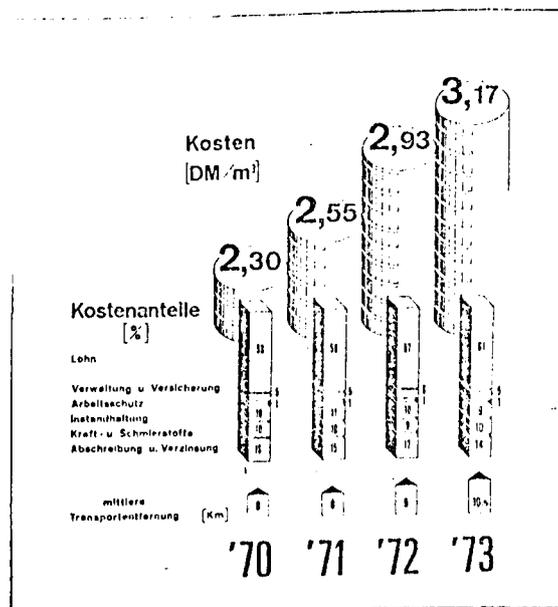


Zur Auslastung der Kapazität des Verteilungssystems auf dem Feld (rd. $250 - 270 \text{ m}^3/\text{d}$) bietet sich die Bedienung eines Güllewerfers mit zwei Tankfahrzeugen bei Transportweiten von über 10 km an.

Bei einer Jahrestransportleistung von rd. $30 \cdot 10^3 \text{ km}$ je Tankfahrzeug (19 m^3) und Jahr wurden vom Niersverband in eigener Regie 1973 rd. $350 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ Flüssigschlamm landwirtschaftlich verwertet. Die durchschnittliche Transportentfernung lag knapp über 10 km.

Die Kosten des lohnintensiven Verfahrens (Transport und Verteilung) sind in den letzten Jahren durch rasante Lohnsteigerungen geprägt worden. Ohne Spritzerlohn betragen die Kosten rd. $2,2 \text{ DM}/\text{m}^2$, mit den Kosten der Verteilung insgesamt rd. $3,2 \text{ DM}/\text{m}^3$.

Bild 5



Die spezifischen Gesamtkosten für Transport und Verteilung liegen für einen Feststoffgehalt von rd. 6 % TS mit rd. $53 \text{ DM}/\text{t}$ TS günstig im Vergleich zu anderen Verfahren unter der Voraussetzung vergleichbarer Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit.

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- (1) Zentralstelle für Abfall-
beseitigung (ZfA),
Berlin 1972, Merkblatt Nr. 7
"Die Behandlung und Beseitigung von
Klärschlämmen unter Berücksichtigung
ihrer seuchenhygienisch unbedenklichen
Verwertung im Landbau"
Bundesgesetzblatt Nr. 15/16 v. 26. 7. 1972
- (2) MÖLLER, U. "Schlamm- und Abfallbeseitigung"
Berichte der ATV Nr. 25;
Kasseler Tagung, September 1971
Gesellschaft zur Förderung der Abwas-
sertechnik e. V., Bonn, 1972
- (3) RUHRVERBAND "Trocknung von Klärschlamm im Hinblick
auf seine Beseitigung durch Verwertung
im Landbau"
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben
Ruhrverband, Essen, 1971
- (4) WÜSTEN, TH. /
ZINGLER, E. Practical experiences of sludge drying on
the Central Treatment plant of Neersen
1972, Water Research, Pergamon Press
bzw. "Betriebserfahrungen bei der
Schlamm-trocknung auf dem Gruppenklär-
werk Neersen
Schriftenreihe Nr. 2, 1973
Technische Hochschule Wien
- (5) KUGEL, G. Geordnete Klärschlammbeseitigung im
Niersgebiet aus neuerer Sicht
Kommunalwirtschaft Heft 9/1972
- (6) ROEDIGER, H. Pasteurisierung von Faulschlamm
Städtehygiene 1958
- (7) HESS, E. et. al. Klärschlamm aus der Sicht des Veterinär-
hygienikers
Verbandsbericht Nr. 105/1-8 - VSA
Gas - Wasser - Abwasser, Heft 2/1971

- (8) KUGEL, G. Pasteurisierung von flüssigem Klärschlamm - Technisch-wirtschaftliche Aspekte - Münchener Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flußbiologie, Band 24 Verlag Oldenbourg, München, 1973
- (9) KNOLL, K.H.
STRAUCH, D. Hygienisch-bakteriologischer Güteindex der Kompostierungsverfahren Human- und Veterinärhygiene Handbuch Müll- und Abfallbeseitigung, 5165 Kumpf - Maas - Straub, 1969
- (10) SCHÄFER, K. Feld- und Gefäßversuche zur landwirtschaftlichen Verwertung von schwermetallhaltigen, flüssigen Schlämmen Bonn, 1967
- (11) NOSBERS, R. Die Aufnahme von Blei, Chrom, Nickel und Zink durch landwirtschaftliche Nutzpflanzen bei Anwendung von Abwasserklärschlämmen Bonn, 1968
- (12) KICK, et. al. The Availability of Cr, Ni, Zn, Cd, Sn and Pb for Plants Proceedings of the International Symposium on Soil Fertility Evaluation, New Dehli Volume 1, 1971
- (13) WARNUSZ, J. Feldversuche zur Nachwirkung von blei-, chrom-, kupfer- und zinkhaltigen Abwasserklärschlämmen bei Grünland und Getreide sowie Gefäßversuche zur Aufnahme von Cadmium und Zinn Bonn, 1973
- (14) KICK, H. Verwertung verschiedener Abwasserschlämme im Landbau Handbuch Müll- und Abfallbeseitigung, 6510 Kumpf - Maas - Straub, 1969
- (15) PLATZEN, H. Gefäß- und Lysimeterversuche zur Verwertung hoher Gaben an Faulschlamm und Müllklärschlammkompost für die Verbesserung nährstoffarmer Löß- und Sandböden Bonn, 1970

- (16) BARTELS
Der Einfluß von städtischen Abwasser-
schlammern verschiedener Vorbehand-
lung auf die Bodeneigenschaften und die
Ertragsleistung von Sandböden
Institut für Kulturtechnik und Grünland-
wirtschaft, TU Berlin, 1966
- (17) KIEPE
Kostenloser Dünger frei Feld
Landwirtschaftliche Zeitschrift Rhein-
land, Bonn
Heft 27, Juli 1970
- (18) KIEPE
Ist Abwasserschamm ein Düngemittel?
Landwirtschaftliche Zeitschrift Rhein-
land, Bonn
Heft 46, November 1970
- (19) KICK, H.
Anwendung des Abwasserklärslammes
in der Landwirtschaft
Landwirtschaftliche Zeitschrift Rhein-
land, Bonn
Heft 27, Juli 1972
- (20) WENZEL, H.
Zwölfjährige Erfahrungen über das Aus-
bringen von Klärschlamm
Landwirtschaftliche Zeitschrift Rhein-
land, Bonn
Heft 27, Juli 1972

György Mucsy:

Beitrag zur Frage der aeroben
Schlammstabilisierung

1. Anwendungsbereiche von Abwasserreinigungs- und Schlamm-
behandlungsmethoden

Mit der unaufhaltsamen Verbreitung der Abwasserreinigung und Vervollkommnung der Reinigungstechniken gewann die Schlammbehandlung eine immer größere Bedeutung. Heutzutage verursacht in den meisten Fällen die Reinigung des Abwassers selbst viel weniger Schwierigkeiten als die wirtschaftliche Behandlung und Unterbringung des Schlammes. Wenn wir überlegen, daß die Gesamtkosten (Investitionen und Betrieb) der Schlammbehandlung ungefähr die Hälfte der Abwasserreinigungs-Gesamtkosten ausmachen, dann kann man leicht einsehen warum die Schlammfrage einen so großen Einfluß auf die Techniken der Abwasserreinigung ausübt.

Bei der Behandlung von häuslichen und städtischen, d.h. überwiegend nicht industriellen Abwässern wird das Abwasserreinigungsverfahren - und somit die Schlammbehandlungsmethode - von der Menge des Abwassers, also von der Zahl der angeschlossenen Einwohnergleichwerte (EGW) entscheidend beeinflusst. Bei häuslichen und kleineren kommunalen Anlagen bis zu einigen tausend EGW wird weltweit, seiner baulichen und betrieblichen Einfachheit wegen, am meisten das Totaloxydationsverfahren angewendet. Bei 80.000 - 100.000 oder mehr EGW entscheidet man sich fast ausnahmslos zur Errichtung von mit dem Tropfkörper- oder Belebtschlammverfahren arbeitenden Anlagen mit anaerober Schlammbehandlung.

Zwischen den zwei erwähnten Größenordnungen ist es gewöhnlich schwer, die zu befolgende Abwasserreinigungsmethode und Schlammbehandlung auszuwählen. Man gibt sich meistens bei letzterer mit einem Kompromiß zufrieden, bei welchem aber nicht alle Ansprüche voll befriedigt werden können.

Wenn man die ungarischen Verhältnisse studiert (10), dann kommt man zu dem Ergebnis, daß laut Tabelle 1 im Lande gerade diejenigen Gemeinden und Städte in größerer Zahl vorkommen und mit Abwasserreinigungsanlagen zu versehen sind, oder deren Anlagen erweitert werden müssen, welche wegen ihrer Größe gerade zwischen den beiden Größengruppen zu finden sind.

Tabelle 1: Zu errichtende Abwasserreinigungsanlagen in Ungarn zwischen 1971 bis 1985.

| EGW | Abwasserbelastung (m ³ /d) | Zahl der Anlagen |
|-------------------|--|---------------------|
| 300 - 600 | 50 - 100 | 818 |
| 601 - 4.000 | 101 - 600 | 1456 |
| 4.001 - 10.000 | 601 - 1.400 | 156 ⁺ |
| 10.001 - 20.000 | 1.401 - 3.000 | 39 ⁺ |
| 20.001 - 50.000 | 3.001 - 8.000 | 37 ⁺ |
| 50.001 - 100.000 | 8.001 - 20.000 | 13 ⁺ |
| 100.001 - 300.000 | 20.001 - 100.000 | 4 |

+ : Neubau oder Erweiterung

Wegen der genannten Gründe wurde in der Forschungsanstalt VITUKI, Budapest, auf einem Vorschlag von Dr.P.Benedek aufbauend, ein Schlammbehandlungsverfahren ausgearbeitet, welches voraussichtlich mit Erfolg gerade bei den Anlagen angewendet

werden kann, welche in Ungarn recht häufig vorkommen und größtmäßig zwischen den zwei Kategorien liegen. Dieses Verfahren ist die mit Schlammwaschung verbundene aerobe Schlammstabilisierung.

2. Die mit Schlammwaschung verbundene aerobe Schlammstabilisierung

Das Wesentliche am Verfahren besteht darin, daß man aus dem Nachklärbecken der mit dem üblichen Belebtschlammverfahren arbeitenden Abwasserreinigungsanlagen den anfallenden Überschussschlamm einem separaten Belüftungsbecken zuführt und dort weiter belüftet. Mit der Belüftung sollen zwei Ziele erreicht werden, nämlich die Stabilisierung und die Konditionierung des Schlammes.

Man kann den Grad der Stabilisierung nur mit der Auswertung mehrerer Parameter bestimmen und charakterisieren (Atmung, Gehalt an organischen Stoffen, Gasentweichung, COD und deren Änderungen usw.) kann man zusammenfassend sagen, daß ein Schlamm dann als stabilisiert betrachtet werden kann, wenn kein Stofftransport zwischen den festen-, flüssigen- und gasförmigen Phasen des Schlammes mehr stattfindet.

Mit der Konditionierung des Schlammes soll dessen Entwässerbarkeit in solchem Maße gesteigert werden, daß er sich zur künstlichen (maschinellen) und natürlichen Entwässerung und zur Trocknung eignet.

Die einfache Belüftung des Schlammes bewirkt nach bestimmter Zeit dessen Stabilisierung. Die zur Stabilisierung nötige Belüftungszeit hängt neben den Schlammeigenschaften in noch größerem Maße von dessen Temperatur ab. Verschiedene Autoren, z.B. Müller-Neuhaus (9), Fair (7) halten zur befriedigenden Stabilisierung des Schlammes bestimmte Belüftungszeiten für notwendig (Abb. 1). Wenn bei der gegebenen Temperatur

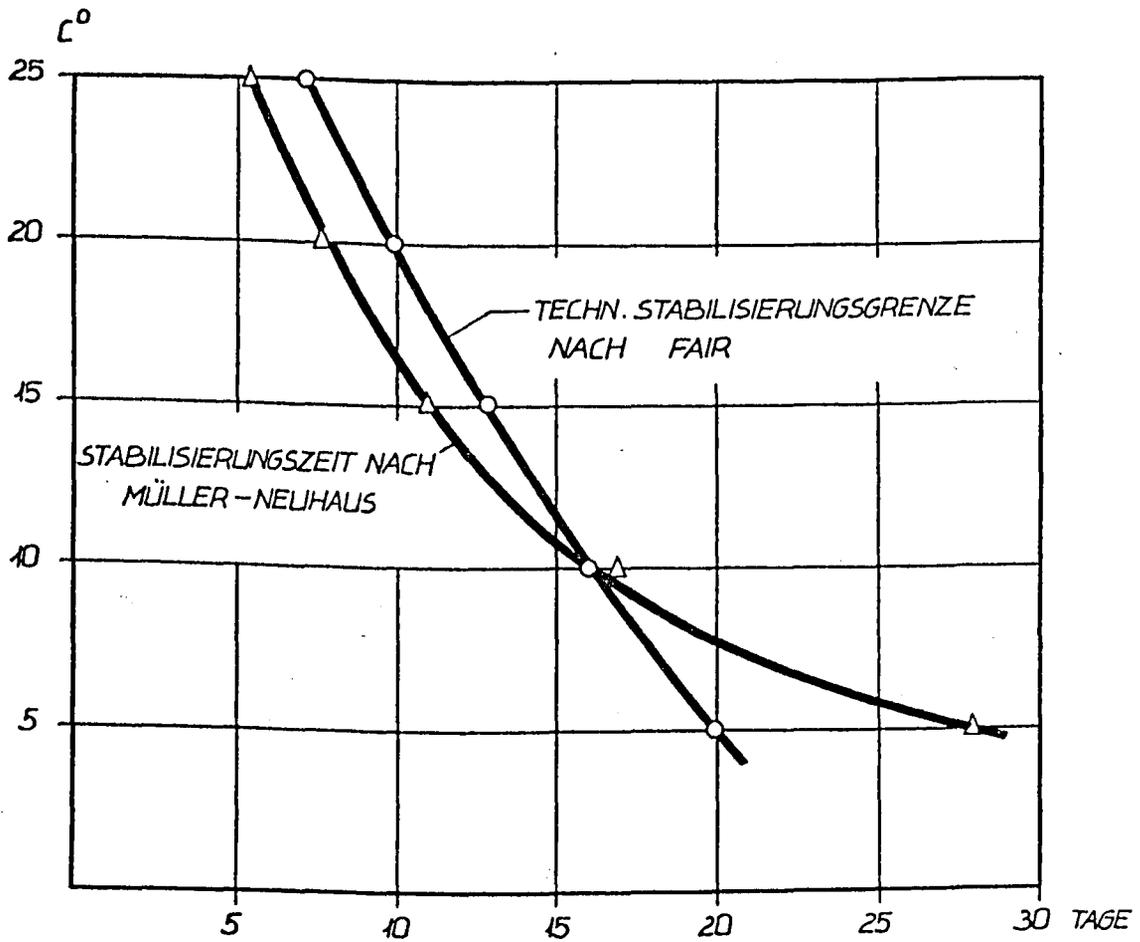


ABB. 1 SCHLAMMSTABILISIERUNGSZEITEN BEI VERSCHIEDENEN TEMPERATUREN

diese Belüftungszeit eingehalten wird, dann stabilisiert sich der Schlamm. Diese Art der Stabilisierung kann wegen ihrer Temperaturabhängigkeit nur unter wärmeren klimatischen Bedingungen (z.B. in kleineren Breitengraden, nur im Sommer) wirtschaftlich oder überhaupt angewendet werden. Bei tiefen Temperaturen muß man entweder ein anderes Verfahren wählen oder aber den Abbau durch die Aufrechterhaltung der notwendigen Temperatur sichern. Davon aber noch später.

Der Konditionierungsgrad des auf aerobem Wege stabilisierten aber nicht gewaschenen Schlammes zeigt im Vergleich zum frischen Überschussschlamm wegen des Zellbröckeln und der Stoffwechselprodukte, die in das Schlammwasser geraten, eine Verschlechterung. Während der aeroben Stabilisierung steigt der Filterwiderstand - ein wichtiges Maß der Entwässerbarkeit; der Schlamm kann nicht unmittelbar entwässert werden.

Demgegenüber bewirkt die anaerobe Schlammbehandlung (Schlammfaulung) ein beträchtliches Sinken des Filterwiderstandes und macht den Schlamm wie bekannt zur Entwässerung auch auf Trockenbeeten geeignet.

Die in VITUKI durchgeführten Forschungen ließen erkennen, daß die vorerwähnten Nachteile der aeroben Schlammstabilisierung beseitigt werden können, wenn man das Verfahren mit Elutration, d.h. also Waschung, verbindet, wie dies auch aus Pöpel's Diskussionsbeitrag zum diesbezüglichen Vortrag (8) des Autors in Essen (ATV Tagung, 1973) hervorging. Zur Bestätigung der theoretischen Überlegungen wurden Labor-, halbtechnische und großtechnische Versuche durchgeführt (2), (3), (4), (11) und darüber wurde ein zusammenfassender Bericht (8) verfaßt.

An Hand der Forschungsergebnisse kann festgestellt werden, daß:

- a) die zur Stabilisierung nötige Schlammtemperatur mit dem Regeln der Waschwassermenge in breiten Grenzen gesichert werden kann,

- b) der Filterwiderstand durch das Waschen in beträchtlichem Maße gesenkt werden kann und kleinere Werte als bei der Schlammfäulung erreicht werden können.

Die Technik der mit Schlammwaschung verbundenen aeroben Schlammstabilisierung ist die folgende (Abb. 2):

Der Frisch-Schlamm aus dem Vorklärbecken (wenn vorhanden) des hochbelasteten Belebtschlammesystems sowie der Überschuschlamm aus dessen Nachklärbecken gelangen intermittierend bzw. laufend in das Schlammstabilisierungsbecken. Hierher werden auch noch das Schlammwaschwasser und die Rezirkulation aus dem Nachklärbecken des Stabilisierungssystems eingeleitet. Als Waschwasser benützt man am besten gereinigtes Abwasser oder aber man kann auch mit Leitungswasser arbeiten. Aus dem Schlammstabilisierungs-(Belüftungs)-becken gelangt die Schlamm- und Waschwassermischung in das Nachklärbecken. Von hier aus wird der abgesetzte Schlamm als Rücklaufschlamm in das Stabilisierungsbecken und als stabilisierter Überschuschlamm in den Eindicker gepumpt. Das abfließende Schlamm- und Waschwasser wird in den Zufluß der Abwasserreinigungsanlage geleitet. Aus dieser Erläuterung ist ersichtlich, daß die beschriebene aerobe Schlammstabilisierung ganz ähnlich einem Belebtschlammverfahren ausgebildet wird.

Die aerobe Schlammstabilisierung kann auch im Halbdurchlaufverfahren ausgebildet werden (Abb. 3). Der Schlamm und das Waschwasser werden in regelmäßigen Zeitabständen und in festgesetzten Mengen dem Stabilisierungsbecken zugeleitet. Nach dem Auffüllen des Beckens beginnt die Belüftung. Wenn die Belüftungszeit abgelaufen ist, läßt man das Gemisch in demselben Becken sich absetzen und führt nachher das Schlamm- und Waschwasser von der Oberfläche in den Zufluß der Kläranlage. Danach füllt man das Becken wieder mit Waschwasser und belüftet weiter. Die Schlammmentnahme erfolgt plangemäß täglich ein- oder mehrmals von der Sohle des Beckens nach

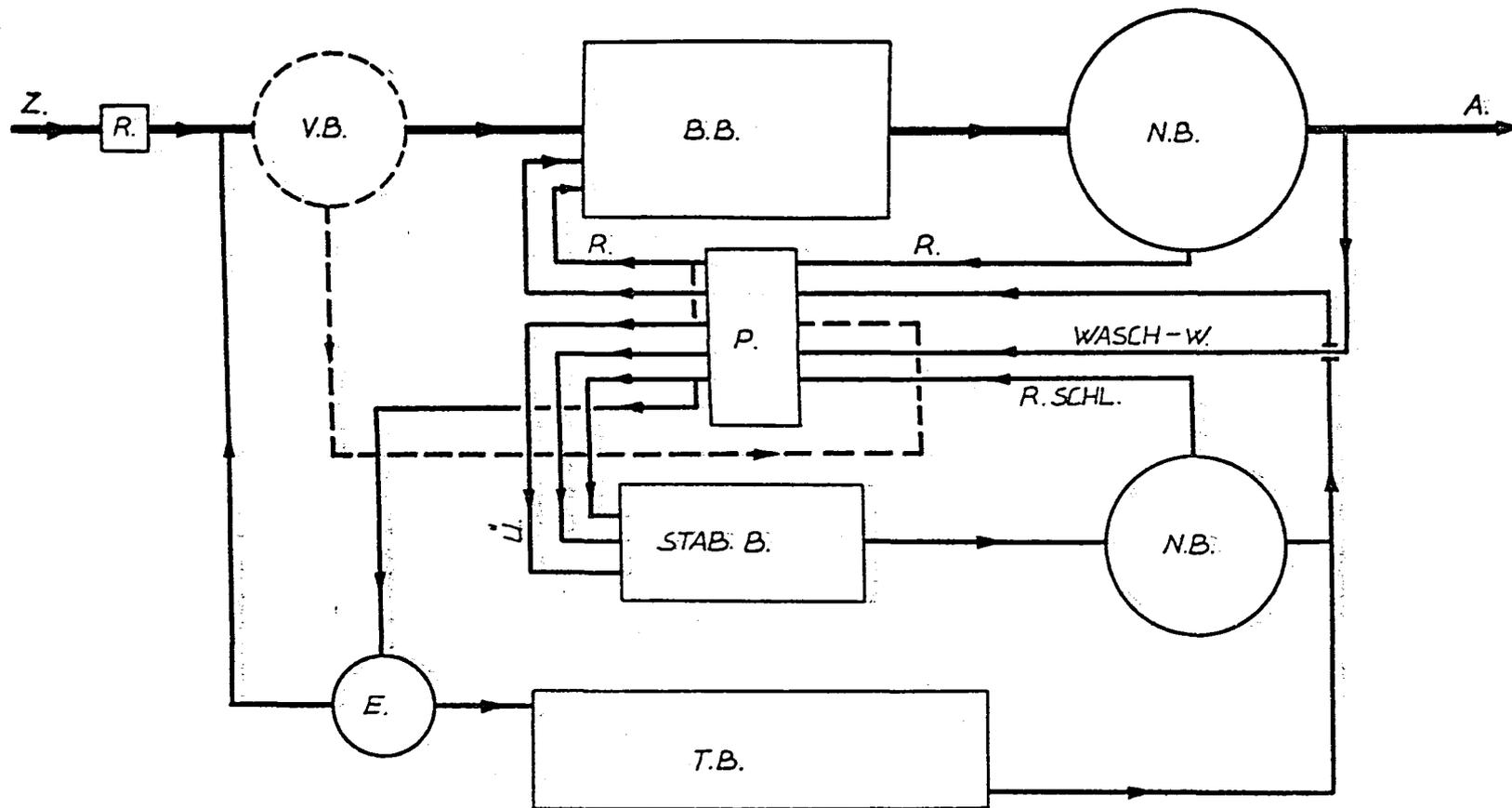


ABB. 2 SCHEMA DER AEROBEN SCHLAMMSTABILISIERUNG

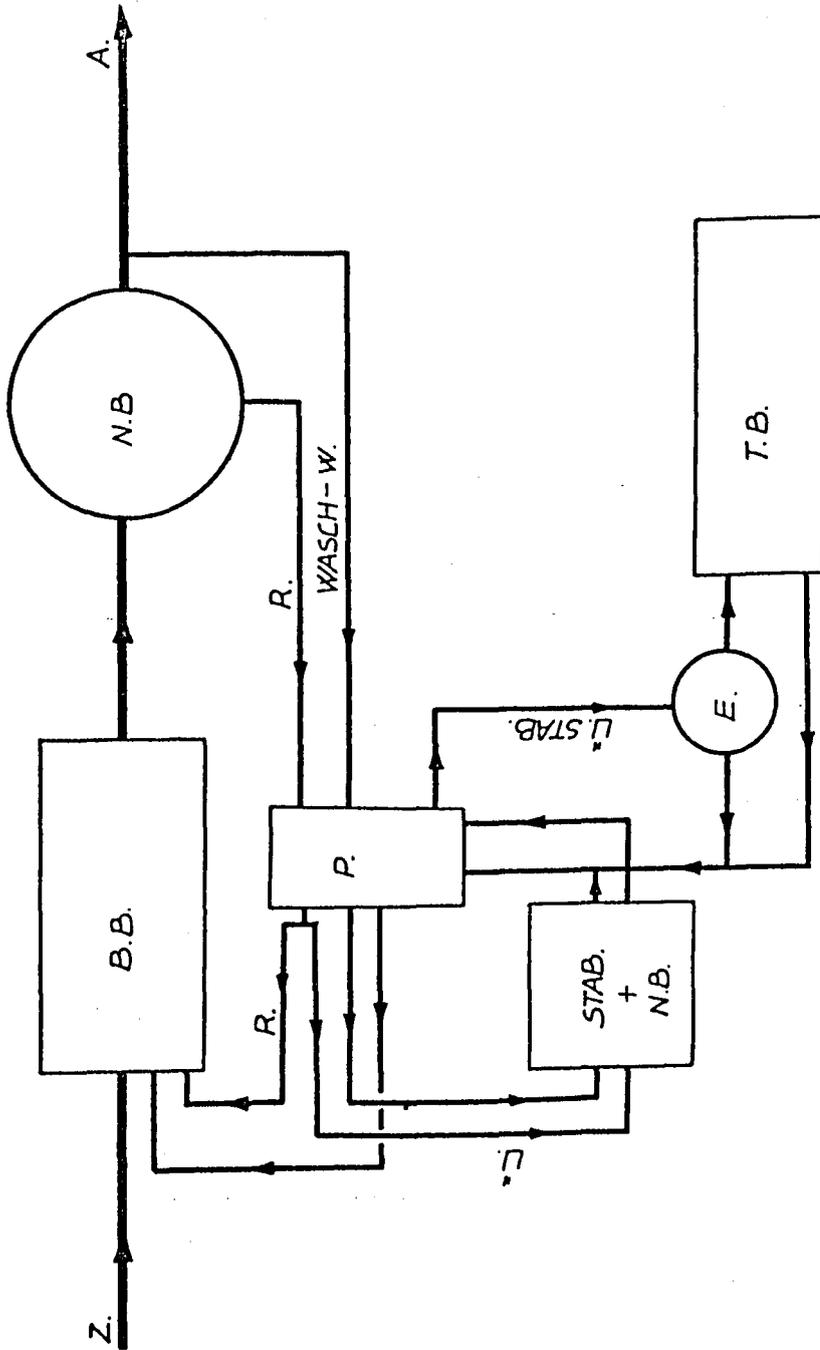


ABB. 3 AEROBE SCHLAMMSTABILISIERUNG MIT HALBDURCHLAUFVERFAHREN

der Absetzperiode. Bei dieser Verfahrensart braucht man also kein zusätzliches Nachklärbecken.

Den geschilderten Prinzipien gemäß hat man bei VITUKI einen aus Stabilisierungs- und Nachkläreinheiten bestehenden sogenannten Kaskadenreaktor entwickelt (8). Der Schlamm durchfließt die hintereinander geschalteten Stabilisierungsbecken, das Waschwasser aber wird jedem einzelnen Stabilisierungsbecken separat zugeleitet und gelangt quer zur Hauptfließrichtung in das - zu jedem Stabilisierungsbecken gehörende eine - Nachklärbecken. Damit kann in jeder Stabilisierungsphase die Menge des notwendigen Waschwassers am wirtschaftlichsten reguliert werden.

Es können gemäß den ungarischen Verhältnissen vorläufig folgende Richtlinien für die Planung der aeroben Schlammstabilisierung mit Waschung angegeben werden:

Man kann in den Wintermonaten bei einem getrennten Kanalisationssystem mit einer Abwassertemperatur von $15 - 17^{\circ} \text{C}$ rechnen. Beim Mischsystem wird man mit kälterem Abwasser rechnen müssen, aber dieses System wird meistens in großen Städten angewandt, welche nicht in dem Größenbereich dieses Verfahrens liegen.

Die maßgebende Monatsmitteltemperatur ist in Ungarn -1 bis -3°C , welche der Mitteltemperatur des kältesten Monats (Januar) im 30-jährigen Durchschnitt entspricht. Man muß aber auch kältere Temperaturen in Betracht ziehen. Es ist empfehlenswert mit einer Lufttemperatur von -10°C zu operieren, welche an Hand 50-jähriger Beobachtungen während $2 \frac{1}{2}$ Monate mit 50% Wahrscheinlichkeit vorkommen kann.

Es wird vorläufig mit einem auf die Wasseroberfläche reduzierten Gesamt-Wärmeübertragungskoeffizienten von $115 \text{ kal/m}^2 \text{ }^{\circ}\text{C h}$ gerechnet.

Man kann je nach der Kälte mit einer 5 - 10-fachen Wassermenge (auf die Schlammmenge bezogen) eine ausreichende Temperatur im Stabilisierungsbecken sichern. In warmen Jahreszeiten ist voraussichtlich schon eine 3-fache Wassermenge ausreichend, da seine Menge nicht durch die notwendige Wärmezufuhr bestimmt wird.

Die zur Stabilisierung notwendige Zeit der Fermentation wird mit dem Schlammalter gesichert, welches wieder mit der Menge des Rücklaufschlammes reguliert werden kann. Die Trockensubstanz im Stabilisierungsbecken kann $15 - 25 \text{ kg/m}^3$ erreichen.

Die in die Abwasserreinigungsanlage rückgeführte Wassermenge verursacht keine bedeutende Überbelastung. Wenn es aber bei Spitzenabfluß während einiger Stunden einen merklichen - nicht erlaubten - Leistungsrückgang verursachen würde, so kann man für diese Zeit die Wassermenge drosseln, oder wenn nicht zu große Kälte herrscht, das Waschen sogar zeitläufig einstellen. Nach genügender Stabilisierung und gutem Absetzen (Eindicken) verursacht das mit wenig organischer Substanz und Nährstoffen versetzte Waschwasser keine biologische Belastung des Abwasserreinigungssystems (6), sondern im Gegenteil, es wirkt als ein Biostimulator auf das Belebungsverfahren.

3. Bisherige Erfahrungen

Nach Labor- und halbtechnischen Versuchen wurde im Jahre 1971 in Nyiregyháza auf der bestehenden städtischen Kläranlage die erste, provisorische, mit Schlammwaschung arbeitende aerobe Schlammstabilisierungsanlage in Betrieb genommen (12), (13). Die Kläranlage selbst (Abb. 4) wurde für eine Abwassermenge von $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$ geplant, wobei 50% des Abwassers aus einer Gemüsekonservenfabrik stammen. Der Schlamm sollte

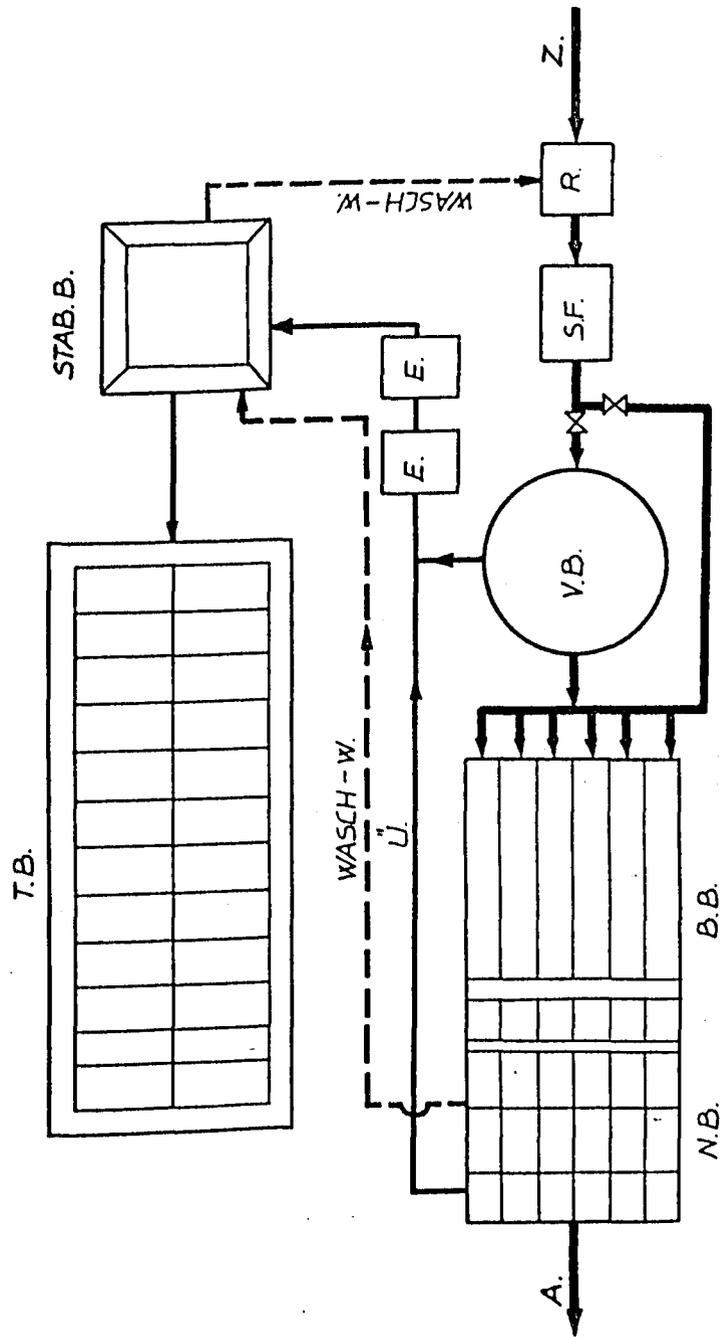


ABB. 4 ABWASSERREINIGUNGSANLAGE IN NYIREGYHÁZA

aerob behandelt werden. Die Schlammbehandlungsanlage erwies sich mit zunehmender Belastung als ungenügend, was sich besonders im Jahre 1971 stark auswirkte, da in jener Zeit die Überbelastung der Abwasserreinigungsanlage im hydraulischen Sinne 50% und biologischen Sinne 130% betrug. Damit drohte die Anlage im Schlamm zu ersticken. Die rasch errichtete Schlammstabilisierungseinheit besteht aus einem, mit Betonverschalung versehenen Erdbecken mit einem Inhalt von 730 m^3 , in welchem eine Turbine (Tatabánya) mit $\varnothing 2,4 \text{ m}$ den Sauerstoffeintrag und das Umwälzen bewirkt. Der Betrieb ist halbdurchlaufend (gemäß Abb. 3). Während der Meßperiode wurde dem Becken Vorklärschlamm und Überschussschlamm aus dem Nachklärbecken im Verhältnis von 1 : 2,6 (Versuch I), dann nur Überschussschlamm (Versuch II) zugeführt. Die Menge betrug in beiden Fällen $105 - 110 \text{ m}^3/\text{d}$, die hydraulische Durchflußzeit 6,8 Tage. Das Verhältnis des Maschwassers zum Schlamm betrug nur 0,55. Die durchschnittliche Lufttemperatur war $+ 15^\circ \text{ C}$ während der Zeit der Meßperiode. Einige Daten der Versuchsergebnisse sind in Tabelle 2 enthalten.

Tabelle 2: Großtechnische Versuchsergebnisse
in Nyiregyháza

| Parameter | V e r s u c h | |
|---|---------------|------|
| | I | II |
| Organische Stoffbelastung $\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ | 1,80 | 1,54 |
| Organische Substanz des zugeführten Schlammes % | 59,0 | 63,0 |
| Organische Substanz des behandelten Schlammes % | 48,1 | 45,3 |

Das größte greifbare Ergebnis der in Eile erstellten Anlage war, daß der behandelte Schlamm sich auf Trockenbeeten sehr schnell entwässerte und die Überbelastung der Trockenbeete und die Geruchsbelästigung auf einmal aufhörten. Der Wassergehalt des behandelten und in 20 cm Dicke ausgebreiteten Schlammes auf dem Trockenbeet war nach 14 Tagen 34%, des nicht behandelten Schlammes demgegenüber 66% (8).

Im Zusammenhang mit dem aeroben Schlammstabilisierungsverfahren berichten Hogg und Ganczarzyk über gute Ergebnisse in Canada (6), wo unter dortigen klimatischen Verhältnissen eine städtische Anlage mit $7750 \text{ m}^3/\text{d}$ einwandfrei funktioniert.

Auf Grund von Laborversuchen stellen Hamoda und Ganczarzyk in ihrem Bericht (5) fest, daß die Entwässerbarkeit des aerob behandelten Schlammes und des Trübwassers beim Halbdurchlaufverfahren besser war, bzw. eine bessere Güte aufwies, als beim Standversuch. Der Schwund an organischen Stoffen und der Sauerstoffbedarf war beim Standversuch größer.

Bisher wurden in Ungarn - außer Nyiregyháza - eine Anlage für 20.000 EGW im Halbdurchlaufverfahren (Abb. 4) mit automatischem Betrieb, und eine 25.000 EGW-Anlage mit Durchlaufverfahren geplant. Der Bau der Anlagen ist in Kürze zu erwarten.

4. Fragen der Wirtschaftlichkeit

Die Anwendbarkeit des erläuterten aeroben Schlammstabilisierungsverfahrens hängt grundlegend von dessen Wirtschaftlichkeit ab. Es wurden bei VITUKI und dann bei MÉLYÉPTERV die Investitions- und Betriebskosten der einzelnen Abwasserreinigungsverfahren eingehend geprüft (1). Anhand der Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden Tabelle 3 und 4 zusammengestellt. Die Kosten beziehen sich auf das

Preisniveau von 1971, auf 150 l Abwasser und 38 g BSB₅ pro EGW, wobei eine 90%ige Abbauleistung in der Abwasserreinigung vorausgesetzt wurde.

Tabelle 3: Spezifische Investitionskosten

| EGW | Oxydations- graben | Total- oxydation | Hochbelastetes Belebtschlammverfahren mit | |
|---------|-----------------------|---------------------|---|-----------|
| | | | aerober Schlammbehandlung | anaerober |
| Ft/EGW | | | | |
| 500 | 5780 | 3590 | 4330 | |
| 1.000 | 4153 | 2120 | 3114 | |
| 2.000 | 2970 | - | - | |
| 5.000 | 1710 | 2870 | 3157 | |
| 10.000 | 1341 | 1757 | 1992 | |
| 20.000 | | 1310 | 1285 | 1553 |
| 50.000 | | | 826 | 1029 |
| 100.000 | | | | 827 |
| 200.000 | | | | 650 |
| 300.000 | | | | 555 |

Tabelle 4: Spezifische Betriebskosten

| EGW | Oxydations- graben | Total- oxydation | Hochbelastetes Belebtschlammverfahren mit | |
|----------------------------|-----------------------|---------------------|---|-----------|
| | | | aerober Schlammbehandlung | anaerober |
| Ft/m ³ Abwasser | | | | |
| 500 | 38,90 | 29,70 | 34,45 | |
| 1.000 | 27,12 | 18,25 | 21,15 | |
| 2.000 | 19,75 | - | - | |
| 5.000 | 10,85 | 16,50 | 17,27 | |
| 10.000 | 8,38 | 9,98 | 11,15 | |
| 20.000 | | 7,65 | 7,56 | 8,47 |
| 50.000 | | | 4,98 | 5,52 |
| 100.000 | | | | 4,59 |
| 200.000 | | | | 3,57 |
| 500.000 | | | | 3,04 |

Mit Hilfe dieser Daten konnte das Diagramm (Abb. 5) der spezifischen Gesamtkosten (Investitionskosten und 15-jährige Betriebskosten) zusammengestellt werden. Es ist ersichtlich, daß unter gleichen Bedingungen die Gesamtkosten des hochbelasteten Belebtschlammverfahrens mit getrennter aerober Schlammstabilisierung (5.000 - 15.000 EGW) etwa gleich denen des Totaloxydationsverfahrens sind, bei größeren Anschlußwerten sogar noch etwas billiger. Verglichen mit dem hochbelasteten Belebtschlammverfahren und anaerober Schlammbehandlung liegen die Kosten der aeroben Stabilisierung bis 50.000 EGW sicher niedriger. Aber auch darüber hinaus kann mit großer Wahrscheinlichkeit die aerobe Stabilisierung im günstigeren Bereich liegen.

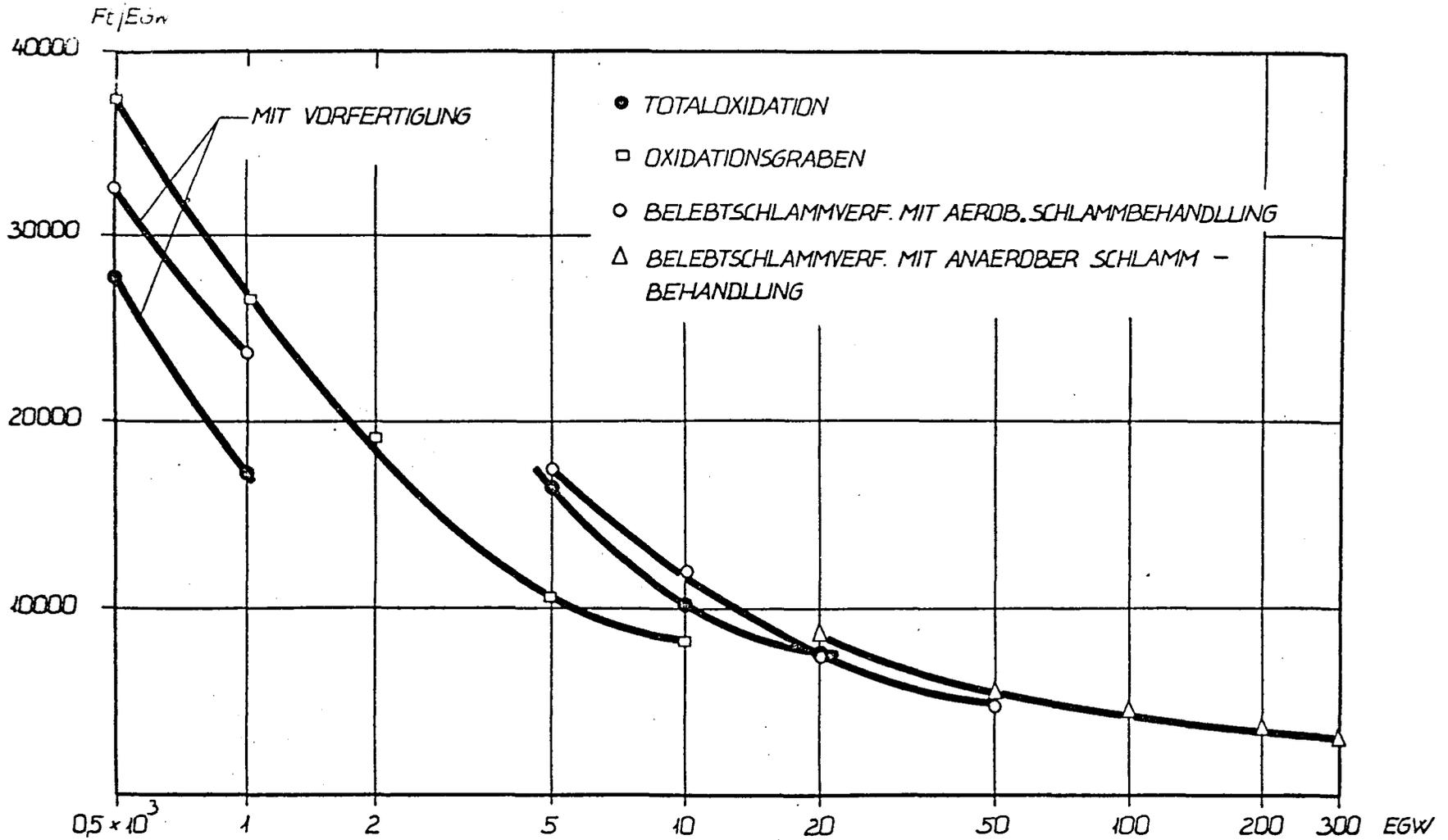


ABB. 5 SPEZIFISCHE GESAMTKOSTEN (INVEST. + 15 JAHRE BETRIESKOSTEN)

Nach diesem Diagramm wäre in Ungarn die Einführung der aeroben Schlammstabilisation bei ungefähr 80 Anlagen zu erwarten. Wenn man aber die bisherigen guten Erfahrungen (5) mit der aeroben Stabilisierung von Schlämmen, welche aus Belebtschlammanlagen mit Phosphateliminierung (Simultananfällung) stammen, betrachtet, so gewinnt dieses Verfahren noch mehr an Bedeutung, besonders im Hinblick auf den Schutz der flachen ungarischen Seen.

5. Zusammenfassung

Auf Grund der bis jetzt durchgeführten Versuche und der gesammelten Erfahrungen kann festgestellt werden, daß das mit Schlammwaschen verbundene aerobe Schlammstabilisierungsverfahren für kleinere (5.000-15.000 EGW), mittlere (15.000-50.000 EGW) und sogar größere (über 50.000 EGW) Gemeinden mit gutem Erfolg angewendet werden kann. So kann die Lücke, die zwischen den mit Reinigungseffekten arbeitenden Totaloxydationsverfahren und den hochbelasteten Belebungsverfahren mit anaerober Schlammbehandlung bis jetzt bestand, als geschlossen betrachtet werden.

Dort wo wenig Platz vorhanden ist, wo das Abwasser toxische Stoffe enthält (industrieller Einfluß) und so die anaerobe Schlammbehandlung Schwierigkeiten bereiten würde, oder wo man bei einer größeren Anlage mit Belebtschlammverfahren zuerst nur eine kleinere Einheit ausbaut, kann das erläuterte Verfahren auch außerhalb der erwähnten Größenbereiche wirtschaftlich sein. Im letzteren Falle z.B. können die Becken der zweiten Ausbaustufe in der ersten zur Schlammstabilisierung verwendet werden, die Faulräume aber werden erst in der zweiten ausgebaut. Da in der zweiten Ausbaustufe alle Objekte ohne Änderung benützt werden können - Provisorien müssen nicht gebaut werden - ist ein wirtschaftlicher Ausbau und Betrieb ermöglicht.

Die aerobe Schlammstabilisierung wird durch Simultanwaschung, die zur Konditionierung eingeführt wurde, von der Lufttemperatur weitgehend unabhängig.

Zur Zeit werden zahlreiche Versuche und Messungen geplant, die auf den in näherer Zukunft in Betrieb gehenden Anlagen durchgeführt werden sollen. Besonderes Interesse ist der Feststellung der klimatischen Einflüsse, der Optimierung, der Schlammwassermenge und des Energieverbrauches gewidmet.

L i t e r a t u r

1. Bartha, I. - Illés, I-né - Stehik, I. - Romhányi, G.:
Kostenanalyse von Abwasserreinigungsverfahren
in Abhängigkeit von deren Größe und Leistung.
Ung. MELYÉPTERV, Budapest, März 1973.
2. Benedek, P.: Bestrebungen zur Vereinfachung der Techno-
logie von Abwasserreinigungsanlagen unter beson-
derer Berücksichtigung der aeroben Schlamm-
mineralisation. Gas- und Wasserfach (Wasser-
Abwasser) 107, H 24, 1966.
3. Benedek, P. - Németh, A.: Schlammbehandlung in Ungarn.
VITUKI, Budapest, August 1968.
4. Benedek, P. - Farkas, P. - Literáthy, P.:
Kinetics of Aerobic Sludge Stabilization. Water
Research, 6.1972.
5. Hamoda, D. - Ganczarczyk, J.: Aerobic Digestion of Or-
ganic Sludges Containing Inorganic Phosphorus
Precipitates, Phase 1. Research Report No. 3.
Ministry of the Environment, Toronto, Ontario.
Jun. 1973.
6. Hogg, K.S. - Ganczarczyk, J.: A Performance Study of
Aerobic Sludge Digestion. Water Pollution Re-
search in Canada, 1973.
7. Imhoff, K.R.: Betriebserfahrungen mit der getrennten
aeroben Stabilisierung von Primärschlamm. Ge-
wässerschutz, Wasser, Abwasser 6. Aachen, 1971.

8. Mucsy, Gy.: Fortschritte bei der Entwicklung neuer Reinigungssysteme. Vortrag auf der Sitzung der ATV. Essen, September 1973.
9. Müller-Neuhaus, G.: Die getrennte aerobe Schlammstabilisierung, Gas- und Wasserfach. (Wasser-Abwasser) 112, H.8
10. Komitee für Technische Entwicklung: Technische Entwicklung der Abwasserreinigungstechnologien. Ung. Budapest, Juli 1972.
11. Oláh, J.: Versuche für die Erweiterung der Abwasserreinigungsanlage in Nyiregyháza. Ung. VITUKI Bericht. Budapest, 1969.
12. Oláh, J.: Interpretation of Operating Results Obtained at the Nyiregyháza Aerobic Sludge Treatment Plant. Research in Water Quality and Water Technology. Vol. 2. VITUKI, Budapest, 1972.
13. Olah, J.: Wertung der Betriebsergebnisse, gewonnen an der Schlammstabilisierungsanlage in Nyiregyháza. Ung. Hidrólogiai Közlöny, Budapest, 1973. In Druck.

W I E N E R M I T T E I L U N G E N
W A S S E R - A B W A S S E R - G E W Ä S S E R

- Band 1: Kresser, W.:
Das Wasser (1968)
- Band 2: Breiner, H.:
Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968)
- Band 3: von der Emde, W.:
Abwasserreinigung - Grundkurs (1969)
- Band 4: 4. Seminar ÖWWV, Raach 1969
Abwasserreinigungsanlagen
Entwurf - Bau - Betrieb (1969) - vergriffen
- Band 5: 5. Seminar ÖWWV, Raach 1970 - vergriffen
Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung (1970)
- Band 6: 6. Seminar ÖWWV, Raach 1971
Industrieabwasser (1971) - vergriffen
- Band 7: 7. Seminar ÖWWV, Raach 1972
Wasser- und Abfallwirtschaft (1972)
- Band 8: Schmidt, F.:
Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasserbeobachtung) (1972)
- Band 9: Doleisch, M.:
Über die Auswertung von Abflußmessungen auf elektronischen Rechenanlagen
Pruzinsky, W.:
Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972)

- Band 10: 1. Hydrologie-Fortbildungskurs
Hochschule für Bodenkultur (1972)
- Band 11: Gutknecht, D.:
Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von
Hochwasserabflüssen aus kleinen Einzugsgebieten
(1972)
- Band 12: 8. Seminar ÖWWV, Raach 1973
Uferfiltrat und Grundwasseranreicherung (1973)
- Band 13: von der Emde, W., Fleckseder, H., Huber, L., Viehl, K.:
Zellstoffabwässer - Anfall und Reinigung
- Band 14: 2. Hydrologie-Fortbildungskurs
Hochschule für Bodenkultur (1973)

Zu beziehen durch:

Band 1, 2, 8, 9 und 11:

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und
Wasserwirtschaft, TH Wien

Band 3, 4, 5, 6, 12, 13 und 15:

Institut für Wasserversorgung, Abwasserreinigung
und Gewässerschutz, TH Wien

Band 7: Institut für Gewässerregulierung, landwirtschaft-
lichen Wasserbau und Abfallwirtschaft, TH Wien

Band 10 und 14:

Institut für Wasserwirtschaft; Lehrkanzel für
Wasserwirtschaft, Hydrologie und allgemeinen
Wasserbau, Hochschule für Bodenkultur, Wien