WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Biologische Abwasserreinigung

Band 81 - Wien 1989

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER · ABWASSER · GEWÄSSER

BAND 81

FORTBILDUNGSKURS BIOLOGISCHE ABWASSERREINIGUNG

FORTBILDUNGSKURS DES ÖWWV
WIEN, 27.2.– 1.3.1989

HERAUSGEBER:
PROF. DIPL.-ING. DR. H. KROISS
TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN
INSTITUT FÜR WASSERGÜTE
UND LANDSCHAFTSWASSERBAU

116.813 I
81

I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

Hellmut FLECKSEDER

Abwasserableitung - Abwasserreinigung - Gewässerschutz A - 1

Gerhard SPAZIERER

Emission und Immission B - 1

Axel BERGERT

Moderne Verfahren der Wasser- und Abwasseranalytik C - 1

Norbert MATSCHÉ

Toxizität und Abbaubarkeit D - 1

Norbert MATSCHÉ

Mikrobiologie beim Belebungsverfahren E - 1

Otto NOWAK

Nitrifikation - Denitrifikation F - 1

Norbert MATSCHÉ

Phosphorentfernung G - 1

Wilhelm v. d. EMDE

Betriebsweisen von Belebungsanlagen H - 1

Helmut KROISS

Beurteilung des Abwassers für Planung und Optimierung von Kläranlagen I - 1

Wilhelm v. d. EMDE

Bemessung von Belebungsanlagen J - 1

Wilhelm FREY

Belüftungssysteme K - 1

Wilhelm FREY

Sauerstoffzufuhr (Messen, Steuern, Regeln) L - 1

Hellmut FLECKSEDER

Nachklärung M - 1

Andreas STROHMEIER

Möglichkeiten der Filtration bei der weitergehenden Abwasserreinigung N - 1

Hans Walter DEMETZ

Computereinsatz auf Kläranlagen O - 1

Helmut BLÖCH

Geruchsprobleme auf Kläranlagen P - 1

EINFÜHRUNG

Es sind über 10 Jahre vergangen, seit der letzte Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung" vom Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau der TU-Wien abgehalten wurde. Seit damals hat ein deutlicher Wandel im Hinblick auf den Gewässerschutz und die Abwasserreinigung stattgefunden. Dieser Wandel hat die politische Ebene ebenso erfaßt, wie die wissenschaftlichen Einsichten und technischen Möglichkeiten. Der Gewässerschutz geht zwar weit über das Thema dieses Seminars hinaus, aber die biologische Abwasserreinigung stellt doch das Rückgrat der Reinhaltung unserer Gewässer von biologisch abbaubaren Stoffen dar und hat bereits zu einer merklichen Verbesserung der Gewässergüte beigetragen. Das faszinierende an diesem Verfahren ist die Tatsache, daß hiebei der Natur abgeschaute Vorgänge in technischen Anlagen genutzt werden, was langfristige Umweltverträglichkeit gewährleistet. Ausgeklammert wurde in diesem Seminar bewußt die Schlammbehandlung und -entsorgung, weil hiezu eine eigene Veranstaltung geplant ist.
Wir stehen in einer Zeit des Umbruchs der Anforderungen an die Abwasserreinigung, der sich vielfältig bemerkbar macht. War vor 10 Jahren der Leitparameter für die Bemessung der BSB_5, sind heute die Oxidation der Stickstoffverbindungen (Nitrifikation) und die Nährstoffentfernung (Denitrifikation, Phosphorelimination) zum Angelpunkt der Bemessung geworden. Die BSB_5-Raumbelastung tritt nur mehr als abgeleitete Größe des Schlammalters auf.

Es wird immer wichtiger, Abwasserreinigungsverfahren als dynamische Prozesse zu verstehen, bei denen die Eingangsgrößen einer ununterbrochenen Veränderung unterliegen. Hier werden die mathematischen Simulationsmodelle zukünftig völlig neue Möglichkeiten der Einsicht eröffnen. Höhere Anforderungen an die Sicherheit des Einhaltens niedriger

Ablaufkonzentrationen erfordern wiederum verbesserte und umfangreichere Analysen der Eingangsgrößen.
Die Aufgaben der näheren Zukunft werden sich auf die Adaptierung vorhandener Anlagen und auf die Optimierung deren Betriebes konzentrieren, wobei der Zusammenhang zwischen Abwasserreinigung und Gewässerschutz weiter an Bedeutung gewinnen wird. Die Geschwindigkeit der Veränderung der Zielvorstellungen wird noch zunehmen. So kann dieses Seminar nur einen Einblick in den gegenwärtigen Stand des Wissens bieten.

Je rascher sich alles verändert und je mehr Wissen vorhanden ist, desto schwerer lastet zwar die Fülle der Information auf unseren Entscheidungen, aber desto eher wird es uns gelingen eine Ebene des Bewußtseins zu erobern, in der Mensch und Umwelt wieder versöhnt sind.

ABWASSERABLEITUNG - ABWASSERREINIGUNG - GEWÄSSERSCHUTZ (UNTER MITBERÜCKSICHTIGUNG DER VERBRINGUNG FESTER RESTSTOFFE)

H. Fleckseder

1. Einleitung und Aufgabenstellung

In den kommenden drei Tagen werden der **Stand und die Entwicklung im Bereich der biologischen Abwasserreinigung Gegenstand des Kurses** sein, wobei der **Schwerpunkt auf den in den Anlagen ablaufenden Prozessen**, den Vorstellungen über sie und den Ansichten und Einsichten, die sich daraus bezüglich **der Bemessung und Gestaltung der Anlagen** gewinnen lassen, liegen wird.

Diese Anlagen haben durchaus ihren Preis, und wenn wir sowohl der Umwelt als auch der Volkswirtschaft dienen wollen, dann sollten diese Anlagen möglichst langfristig nutzbar und zur Erzielung des entsprechenden Zweckes möglichst preiswert sein. Fest steht dabei zur Zeit, daß bei "organisch verunreinigten Abwässern" die maßgebenden Verfahren auf biologischen Prozessen aufbauen und die chemisch-physikalischen eine Unterstützungsfunktion haben. Dies wird auch, soweit überblickbar, in den beiden kommenden Jahrzehnten weiter so ablaufen.

Die uns hier primär beschäftigenden biologischen Abwasserreinigungsanlagen, in Koppelung mit physikalisch-chemischen Verfahrenselementen, sind "Vermittler" zwischen dem "anfallenden Abwasser" einerseits sowie den "Empfängern" "Gewässer" und "Boden" andererseits. Somit ist auch zu fragen, welche Anforderungen von dieser Seite her zur Zeit gegeben sind und wie sie sich über die Nutzungsdauer der Anlagen (ca. 30 Jahre) hinweg entwickeln könnten.

Als Maß für eine derartige Entwicklung kann ohne Zweifel jene Veränderung dienen, die sich in den zurückliegenden 30 Jahren in der Anwendung der Abwasserreinigung ergab, und von denen der Vortragende zwanzig Jahre aus eigener Berufslaufbahn über-

blickt. Als "Standard" für diese kurze Betrachtung sollen dabei die "allgemein anerkannten Regeln der Technik" (a.a.R. d.T.), so unbestimmt sie auch sein mögen, dienen. Als Gebiet, auf den sich diese Aussagen beziehen, wurde der deutsche Sprachraum gewählt.

Vor dreißig Jahren waren bezüglich der Abwasserreinigung die "a.a.R.d.T." in der biologischen Abwasserreinigung durch die hochbelastete Belebungsanlage, die die große Masse an organischem Kohlenstoff aus dem Abwasser entfernte, kennzeichenbar. Im Prinzip war bekannt, daß biologische Verfahren auch die Aufoxidation von Ammonium-Stickstoff zu Nitrat ermöglichen, doch bestand dafür im Zuge des Überganges vom Wiederaufbau zum Wirtschaftswunder noch kein ausgeprägter Bedarf. Solche Anforderungen waren damals ganz einfach zu teuer, und der Stellenwert der Umwelt war im öffentlichen Bewußtsein noch nicht so weit verankert wie dies heute der Fall ist. Auf der Seite der Schlammbehandlung/Schlammverbringung waren bei den großen Anlagen die Faulung, bei den kleinen Anlagen die aerobe Schlammstabilisierung in Koppelung mit der landwirtschaftlichen Schlammverwertung, bzw. den großen Städten an der Küste der Verklappung, die üblichen Lösungen. In speziellen Fällen kam der Schlamm auf Deponie, in einzelnen Fällen kam es zu einer Schlammverbrennung.

Vor zwanzig Jahren waren die Belastungswerte in der Anlagenbemessung erniedrigt worden und in den Bemessungsunterlagen waren Werte für die Auslegung von Anlagen zur Nitrifikation mit enthalten, doch lag der Hauptschwerpunkt der zu erreichenden Ziele noch weitestgehend nur bei der Entfernung des organischen Kohlenstoffes. In der Schweiz war in den Seeeinzugsgebieten zur Verringerung der Eutrophierung die Simultanfällung eingeführt worden, während man sich in Österreich weitgehend für die Errichtung von Ringkanalisationen und der Ableitung des biologisch gereinigten Abwassers in den nächstgelegenen Fluß entschloß. Im Bereich der Schlammbehandlung/ Schlammverbringung waren keine wesentlichen Veränderungen

eingetreten.

Vor zehn Jahren waren die Belastungswerte in der Anlagenauslegung noch weiter erniedrigt worden, wobei in den Bemessungsunterlagen noch nicht, sehr wohl jedoch in dem im Jahre 1979 durchgeführten Kurs über "Biologische Abwasserreinigung" die auch heute noch angewendeten Bemessungsgrundlagen für denitrifizierende Belebungsanlagen ("Kayser-Formel", entwikkelt von W.v.d.Emde, Ermittlung des erforderlichen Denitrifikationsvolumens) mit enthalten waren. Der Schwerpunkt lag in Österreich noch weiter bei der Entfernung organischer Kohlenstoffverbindungen, es gab jedoch auch schon einzelne Anlagen, bei denen die Nitrifikation aus Gründen des Gewässerschutzes vorgeschrieben worden war. Im Bereich der Schlammbehandlung/ Schlammverbringung war klar geworden, daß eine landwirtschaftliche Schlammverwertung nur dann gesichert durchgeführt werden könne, wenn sowohl die Schadstofffrage als - in Grünlandgebieten - auch die Schlammpasteurisierung einer Lösung zugeführt werden können.

Heute liegen die Belastungswerte in der Anlagenauslegung noch niedriger, und die Nitrifikation wird mehr und mehr als allgemein zu verwirklichender Standard verlangt. Die Algenmassenblüten in der östlichen Nordsee und in der nördlichen Adria im Frühjahr/Sommer 1988 waren mit auslösend für die Forderung, sowohl den Phosphorrückhalt als auch die Stickstoffentfernung in der Abwasserreinigung rasch flächendeckend zu verlangen. Im Bereich der Schlammbehandlung/Schlammverbringung wurden im Schlamm auch refraktäre toxische Verbindungen festgestellt. Dies führte dazu, daß eine "ordnungsgemäße Klärschlammentsorgung" - dem Wunsche der öffentlichen (eher der veröffentlichten Meinung!) entsprechend - vermehrt über eine Verbrennung und Deponierung der Reststoffe zu suchen ist. (Lokal)Politisch ist es jedoch immer schwieriger, in einzelnen Fällen sogar unmöglich, geworden, derartige Lösungen auch zu realisieren.

Zusammengefaßt ergibt sich als Situationsbeschreibung, daß wir

in den zurückliegenden dreißig Jahren uns primär mit lokalen, einzelnen Problemen des Gewässerschutzes beschäftigten und daß wir im zurückliegenden Jahrzehnt erkennen mußten, daß wir uns künftig deutlich mehr als bisher mit dem Systembezug von Abwasserentstehung, Abwasserableitung, Abwasserreinigung zum Gewässerschutz, in Querverbindung zu den übrigen Bereichen unserer Umwelt, befassen werden müssen.

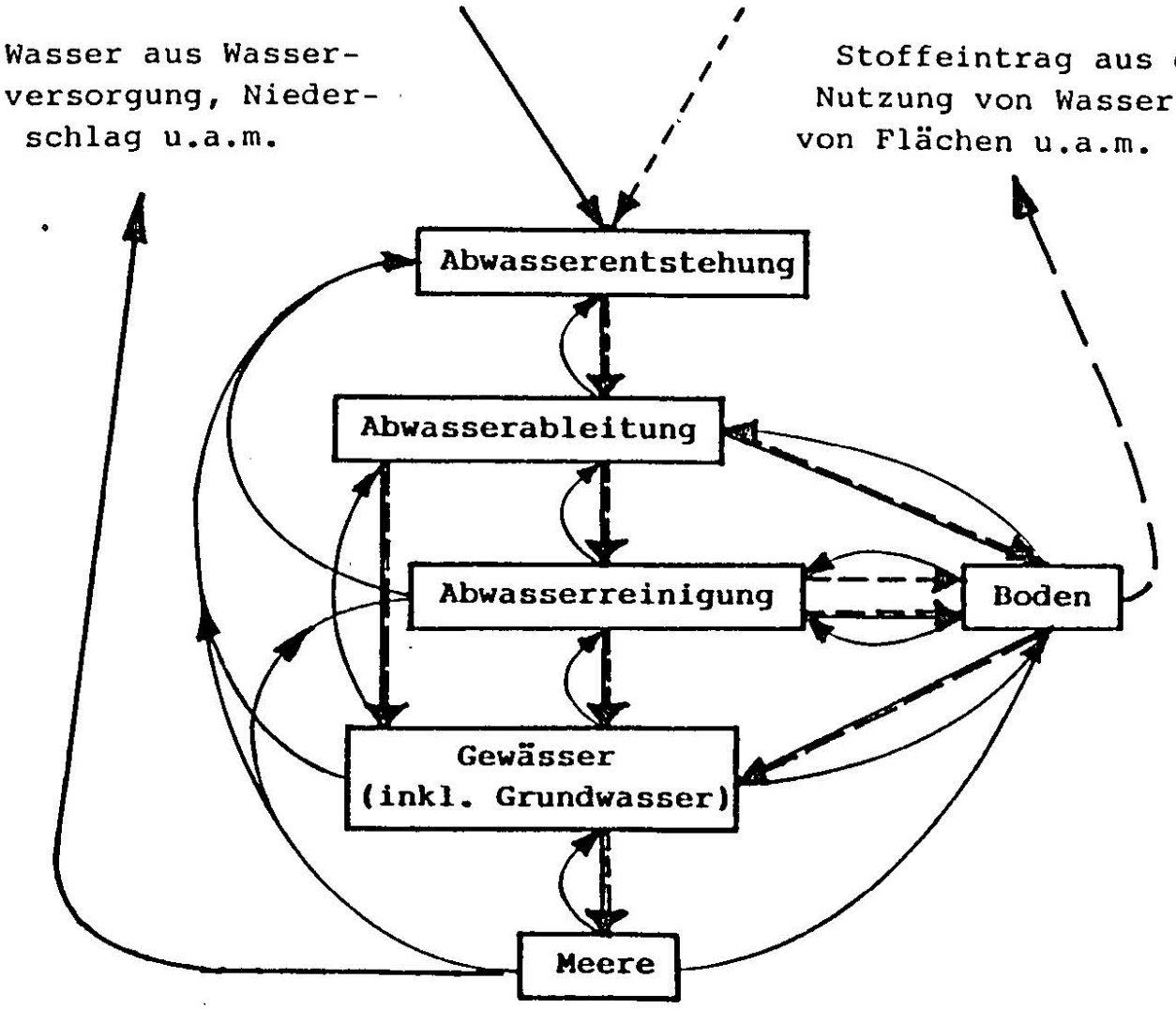
Zur Abklärung dieser Frage im eher direkten Bereich der Siedlungswasserwirtschaft dient der im folgenden dargestellte allgemeine Systemzusammenhang. Das Schwergewicht der Darstellung wird nach der Erläuterung der generellen Struktur bei den Bereichen "Abwasserentstehung", "Abwasserreinigung", "Gewässer (inkl. Grundwasser und dem Meer)" sowie dem Boden liegen. Auf Fragen der "Abwasserableitung" wird in einem kurzen Abschnitt eingegangen werden.

2. Ein vereinfachter, allgemeiner Systemzusammenhang

Den Aggregatzuständen "flüssig", "fest" und "gasförmig" können - ganz grob und ohne Anspruch auf wissenschaftliche Präzision - die Bereiche "Lithosphäre"(= Boden), "Hydrosphäre"(= Wasser) und "Atmosphäre"(= Luft) innerhalb unserer "Biosphäre"(= Lebensraum) zugeordnet werden. Der nachfolgend dargestellte Systemzusammenhang umfaßt ausschließlich stoffliche Übergänge zwischen "fest" und "flüssig" (besser: im Abwasser enthalten) sowie dem Bezug zu den beiden "Empfängern", "Hydrosphäre" und "Lithosphäre". Auf die Erwähnung der jeweils dritten Komponente - die "Atmosphäre" wurde, obwohl sie bei den meisten Umsetzungen voll mit im Spiel ist - in der noch folgenden Darstellung überwiegend aus Gründen der Vereinfachung verzichtet.

Der betrachtete Systemzusammenhang umfaßt die Elemente **"Abwasserentstehung", "Abwasserableitung", "Abwasserreinigung", "Boden"** sowie **"Gewässer (inkl. Grundwasser)"** und **"Meere"**.

Abbildung 1: Vereinfachter allgemeiner Systemzusammenhang.



Unter **"Abwasserentstehung"** wird dabei die Bildung eines derartig verunreinigten Wassers verstanden, das nicht direkt einem Gewässer übergeben werden kann. Es kann sich dabei um die Bildung von Schmutzwasser in Haushalten, dem Gewerbe und der Industrie handeln, aber auch die Ableitung eines verschmutzten und nicht direkt einem Gewässer übergebbaren Niederschlagsabflusses ist in diesem Systembezug als "Abwasserentstehung" mitenthalten. Auch alle Vermeidungsmaßnahmen (Kreislaufführungen von Konzentraten, alternative Prozeßtechniken), aber auch alle Vorreinigungsmaßnahmen am Ort oder in der Nähe des Abwasseranfalles - z.B. beim Indirekteinleiter - haben Auswirkungen auf die "Abwasserentstehung".

Der Zweck der **"Ableitung"** besteht heute bekanntlich darin, das

Abwasser von der Anfallstelle weg zu führen, um es wieder in den Wasserkreislauf einzubinden. Dieser Zweck und der Schutz des Grundwassers vor Verunreinigung sind maßgebende hygienische Forderungen. Gleichzeitig darf Grund- bzw. Fremdwasser nicht in die Ableitungssyteme eintreten, da dann die erzielbare Reinigungswirkung schlechter wird bzw. die Reinigungsanlage auch ausfallen kann. Die Ableitungen sind aber auch deshalb erforderlich, da das Abwasser vor seiner Übergabe an den Kreislauf in der Natur noch gereinigt werden muß, die Reinigung und die Übergabe jedoch nicht an jedem beliebigen Ort durchgeführt werden können. Fallweise kann auch der Boden Reinigungsfunktion übernehmen bzw. es kann das gereinigte Abwasser zur landwirtschaftlichen oder landbaulichen Nutzung eingesetzt werden.

Unter **"Abwasserreinigung"** wird im vorliegenden Systembezug primär die bei uns in Österreich übliche biologische Abwasserreinigung für "häusliches Abwasser", einschließlich der sich aus weitergehender Reinigung und Schlammbehandlung/ Schlammverbringung ergebenden Strukturen verstanden. Die "Reinigung" hat nun das ihr zugeführte Abwasser und dessen Inhaltsstoffe in zwei Ströme aufzuspalten:
(a) das **gereinigte Abwasser;**
(b) den **Klärschlamm.**
Die **"Empfänger"** für diese beiden sind einerseits die **"Gewässer"** und andererseits der **"Boden"**. Beide Wörter sind uns geläufig, doch gehören diese zu zunächst eher "unscharfen" Begriffen.

Als **"Gewässer"** wurde, wie in der Einleitung beschrieben, lange Zeit hindurch nur das nächstgelegene Gewässer, also das anstehende Grundwasser, der nächstgelegene Bach oder Fluß oder der See in nächster Nähe verstanden. Erst die Ereignisse des Sommers 1988 (östliche Nordsee, nördliche Adria) haben die von verschiedenen Forschern vorhergesagten Fernwirkungen in das Bewußtsein der Öffentlichkeit treten lassen, was erfordert, die Meere in den allgemeinen Systemzusammenhang mit aufzuneh-

men.

Der "Boden" ist als Begriff genauso vielfältig wie die "Gewässer". Global können wir z.B. "den Boden" als Festlandoberfläche auffassen und mit dem Meer als jenem "Gewässer" vergleichen, das auf unserer Erdoberfläche dominiert. Auf den ca. 142 Millionen km^2 Festlandoberfläche unserer Erde werden (LIETH/WHITTAKER, 1975) ungefähr 106 Milliarden t überwiegend organischer Trockensubstanz (oTS) pro Jahr durch die Photosynthese als Nettoprimärproduktion gebunden. Im Vergleich dazu sind die die Weltmeere mit einer Fläche von etwa 360 Millionen km^2 deutlich größer, jedoch bezüglich der Nettoprimärproduktion von abgeschätzt 53 Milliarden t oTS pro Jahr bei weitem nicht so produktiv. Dieser Unterschied hängt damit zusammen, daß die Pflanzen auf dem Festland die Sonneneinstrahlung günstiger ausbeuten können als das Plankton im Meer. Aber die Festlandoberfläche ist keinesfalls einheitlich, denn sie reicht vom äußerst produktiven tropischen Regenwald über Laub- und Nadelwald hin zu Grasland, ackerbaulich genutzten Flächen, Steppe, Tundra, Wüste und Eis, um nur die wichtigsten Typen zu nennen. Die offenen Meere sind im Vergleich dazu wesentlich einheitlicher und weniger produktiv, doch erreichen Küstengebiete eine beachtlich hohe spezifische Nettoprimärproduktion, und in Ästuarien ist diese ungefähr doppelt so groß wie auf Ackerland. Die stehende Biomasse ist auf dem Festland ungleich größer als in den Meeren, da die Stoffkreisläufe in diesen viel rascher durchflossen werden als auf dem Festland.

Insgesamt werden ca. 14 Millionen km^2 an Ackerland bewirtschaftet und dabei ca. 9 Milliarden t oTS pro Jahr an Nettoprimärproduktion gewonnen. Eine Gegenüberstellung zwischen "Schlamm aus Abwasserreinigung" und "Boden" kann anhand des theoretischen Klärschlammanfalles einerseits und der Nettoprimärproduktion auf Ackerland andererseits versucht werden. Diese Gegenüberstellung nimmt natürlich auf die durch die steigende Verstädterung hervorgerufenen örtlichen Disproportionen nicht Rücksicht. Bei Anschluß aller Menschen (angesetzt: 6,0

Milliarden) dieser Erde an eine Abwasserreinigung fielen ungefähr 0,066 Milliarden t oTS pro Jahr bzw. etwas weniger als 1% oTS der Nettoprimärproduktion auf Ackerland an. Global ist dieser Wert also vergleichsweise gering, sodaß aus dieser Sicht eine Verbringung auf den landwirtschaftlichen Nutzflächen, von denen her ja die Ernährung der Bevölkerung erfolgt, als der durchaus richtige Weg zu bezeichnen ist. Die Schwierigkeiten, die sich ergeben, hängen jedoch damit zusammen, daß Klärschlamm neben Wertstoffen auch Schadstoffe enthalten kann.

Nun können jedoch weder **"Gewässer"** noch **"Boden"** ihre Anforderungen in einer uns Menschen direkt verständlichen Sprache **"artikulieren"**; als Teile der Biosphäre (= Natur), in die wir Menschen mit eingebunden sind, geben sie uns jedoch mit ihrem "Verhalten" zu erkennen, ob wir uns nun "richtig" oder "falsch" im Sinne des hier skizzierten Wirkungsbezuges verhalten haben. Wichtig an dieser Stelle erscheint mir, daß dieser Wirkungsbezug **nicht** mit der gültigen Methode der klassischen Naturwissenschaften, d.h. dem kontrollierten Experiment, das bekanntlich aus einem vom Beobachter unbeeinflußten System und dem externen Beobachter besteht, erfaßt werden kann. **Hier - wie auch in allen Bereichen der "neuen" Naturwissenschaften - sind beide,** das beobachtete System und der Beobachter, **Teil eines übergeordneten Ganzen.**

Die Konsequenzen aus diesem Wirkungsbezug ergeben sich nun in folgender Art:
(a) Ganz allgemein gilt, daß **"Leben"** die materiellen Möglichkeiten in der Natur (**"resources"**) **nutzt.** Soweit wir dies überblicken, ist "nichtmenschliches Leben" in seiner Materienutzung primär auf eine "Materie-Kreislaufwirtschaft" hin ausgerichtet. Dies scheint ein langes Bestehen des "nichtmenschlichen Lebens" zu ermöglichen. **"Menschliches Leben"** muß mit Bezug auf die **Nutzung der Möglichkeiten in der Natur beachten,** daß diese **schonend zu erfolgen hat.** Die **Ausgangsform der Wasser belastenden,** d.h. es zu Abwasser machenden, **Stoffe** ist dabei i.a. **die feste.**

(b) Es muß allgemein anerkannte "Steuerungsinstrumente" geben, die einerseits die aus der Nutzung - hier: von Materie und Wasser - sich ergebenden Forderungen anerkennen, die aber auch andererseits die aus dem Schutze der "Empfänger" ableitbaren Forderungen mit umfassen. Solche "Steuerungsinstrumente" und die aus ihnen ableitbaren Folgen sind nur in Form von Kompromissen vorstellbar.

(c) Der Zustand der Empfänger (hier: Gewässer, Boden) ist ständig zu beobachten, wobei wir uns aber bemühen müssen, mit unseren Einwirkungen fern von "kritischen Zuständen" zu sein. Als Vergleich zu von menschlicher Nutzung betroffenen Bereichen sollten auch solche mit untersucht werden, die möglichst nicht der menschlichen Nutzung ausgesetzt sind.

(d) Erfordert der Zustand der(des) Empfänger(s) ein rasches Eingreifen, so muß auch die Steuerung der zu ergreifenden Maßnahmen rasch durchführbar sein.

(e) Jegliche Maßnahme zur Vermeidung der Entstehung von Abwasser ist, so sie gesichert durchgeführt werden kann und nicht andere Umweltbereiche negativ belastet, als vorrangig zur Anwendung zu bringen.

(f) Da jedoch eine Vermeidung der Entstehung von Abwasser nie vollständig zum Tragen kommen kann, wird es auch künftig Abwasseranfall geben.

(g) Dieses Abwasser ist gemäß dem vom (von den) Gewässer(n) her geforderten Zustand zu reinigen, d.h. also in ein gereinigtes Abwasser und in abgetrennte Feststoffe (Klärschlamm) zu gliedern, die den jeweiligen Empfängern, Gewässer und Boden, übergeben werden können.

(h) Außer dem gereinigten Abwasser fällt somit auch immer Klärschlamm an. Materie kann von uns Menschen weder geschaffen noch vernichtet werden. Wir dürfen aber auch die Empfänger (Gewässer, Boden, aber auch die Luft) nur mit einer begrenzten Menge an Materieabstoß belasten. Eine Trennung der Abwässer in ausschließlich organisch, biologisch umwandelbar belastete und in ausschließlich anorganisch und refraktär (= nicht biologisch umwandelbare) organisch belastete wird nie vollständig möglich sein, denn auch im menschlichen Stoffwechsel spielen

z.B. eine große Zahl von Schwermetallen als lebensnotwendige Spurenelemente eine entscheidende Rolle. Auf der Seite der Abwasserentstehung muß nun das primäre Ziel darin bestehen, eine so gering wie nur mögliche Menge an Schadstoffen, die sich im Klärschlamm ansammeln, in diesen übergehen zu lassen, damit jener möglichst in der Fläche am Boden verwertet werden kann. Diese Forderung steht praktisch gegen den "Zug der Zeit", der sich - trotz der großen, indirekten Belastung der Umwelt, die damit verbunden ist - für die Klärschlammverbrennung entschieden hat. Außer der Verwertung von Klärschlamm in der Fläche muß es auch die Möglichkeit geben, anfallende Reststoffe, (sowohl aus der Vorreinigung, aber auch nicht verwertbaren Klärschlamm sowie die Asche aus den hoffentlich wenigen unbedingt notwendigen Klärschlammverbrennungsanlagen), die alle nicht flächig auf den Boden aufgebracht werden können, zu deponieren. Das Auffinden von Deponiestandorten und die langfristig sichere Lagerung der zu deponierenden Stoffe stellt dabei sowohl ein technisches als auch ein politisches Problem dar. Dieses kann nur durch ein gemeinsames menschliches Wollen, das wiederum nur in Form von Kompromissen möglich ist, erreicht werden. Politiker, die dieses unabdingbar erforderliche Ziel nicht durchsetzen wollen, sondern primär nach der allgemeinen Stimmungslage handeln (z.B. in Form einer "Befragungsdemokratie", die sich gegen die Durchsetzung konkreter Deponiestandorte stellt), gefährden letztlich unsere gesamte Existenz deutlich mehr als ihr zu nützen.

Ein Blick auf den Systemzusammenhang zeigt aber auch, daß der jeweils empfangende Bereich mit seiner ihm wesenseigenen Beschaffenheit festlegt, welche Bedingungen an den vorderen bzw. auch an andere vordere Bereiche anzulegen sind. Aus diesem Grunde erfolgt auch die weitere Darstellung, die ja zu einer Beantwortung der in der Aufgabenstellung aufgeworfenen Frage führen soll, im "Rückschritt", d.h. "von unten nach oben" gemäß der gewählten Darstellung des allgemeinen Systemzusammenhanges.

3. "Im Rückschritt von unten nach oben"

3.1 Forderungen vom Boden her

Als erste der im "Rückschritt" betrachteten Beziehungen wird jene zwischen dem "Boden" und der "Abwasserreinigung", in Koppelung hin zur "Abwasserentstehung", betrachtet.

Wie schon angedeutet, wird heute die Auffassung vertreten, **Klärschlamm sei "ganz selbstverständlich" eine Mischung von vielen Schadstoffen und einigen wenigen Wertstoffen**, mit fallweise sehr hohem Wassergehalt.

Als **Schadstoffe** wurden im Klärschlamm folgende Inhaltsstoffe beobachtet: Krankheitserreger, toxische organische refraktäre Verbindungen (darunter auch halogenierte Verbindungen, und unter diesen wiederum auch Dioxine) und Schwermetalle. Alle diese (Schad)Stoffe sind in Klärschlämmen meistens vorhanden, doch bestimmt bekanntlich nicht alleine das Vorkommen, sondern auch die Konzentration und der Abbau im empfangenden Medium, ab wann eine Komponente als Schadstoff zu betrachten ist.

In Österreich sind die Bundesländer für die gesetzlichen Regelungen der Ausbringung von Klärschlamm wie auch für den gesamten Bereich des Bodenschutzes zuständig. Um jedoch die Situation in der vorliegenden Arbeit beurteilen zu können, wird von der Richtlinie Nr. 17 der Arbeitsbehelfe des ÖWWV ("Klärschlammrichtlinie"), herausgegeben im Jahre 1984, ausgegangen. In dieser ist geregelt, welche Beschaffenheit mit Bezug auf Schwermetalle ein Klärschlamm haben darf, welche Ausbringungsmengen zulässig sind, wo die Ausbringung zu welchem Zeitpunkt erfolgen kann und welche Sorgfaltspflichten sowohl vom Klärschlammabgeber (i.a. der Führung einer Kläranlage) als auch vom Klärschlammausbringer (i.a. dem Landwirt) zu beachten sind. Regelungen bezüglich einer Verpflichtung auf Kläranlagen eine Pasteurisierung durchzuführen, bzw. bezüglich toxischer refraktärer organischer Verbindungen sind in dieser Richtlinie

noch nicht mit enthalten. Die Summe aller als zulässig erachteter Schwermetallkonzentrationen beträgt ca. 4g Metalle pro kg Schlammtrockensubstanz. Gesamthaft dürfte die Summe aller noch zugelassenen (Schad)Stoffe bei ca. 0,5 - 1,0% bezogen auf TS des Klärschlammes liegen. Die seuchenhygienischen Belange könnten dabei i.a. durch die Art und den Ort der Ausbringung gelenkt werden. Dies bedeutet gleichzeitig, daß **99,0% und mehr der Schlamm-TS i.a. nicht Schadstoffe sind und daher, bezogen auf die Schlamm-TS, ein beachtlich hoher Anteil als Wertstoffe zu bezeichnen ist.**

Die **Wertstoffe** umfassen dabei die Nährstoffe Phosphor und Stickstoff, wenig Kalium, aber i.a. viel Kalzium, aber darüber hinaus noch viele langsam umsetzbare organische Substanz, aber auch andere anorganische Inhaltsstoffe. Jene Industrien und Handelsbetriebe, die Dünger zur landwirtschaftlichen Nutzung verkaufen, sehen in diesem einen großen Konkurrenten. Eine österreichische Klärschlammstatistik liegt leider bisher nicht vor. Es ist jedoch abschätztbar, daß zur Zeit ca. 65-70% der Einwohner Österreichs an Kläranlagen angeschlossen sind und daß ca. 150.000 t Klärschlamm pro Jahr, die unter anderem ca. 80.000 t oTS, 2.500 t gesP und 5.000 t gesN pro Jahr enthalten, anfallen. Mit steigender Ausweitung der Abwassererfassung nehmen auch diese Frachten zu. Die Stickstofffrachten im Klärschlamm werden jedoch künftig nur schwach ansteigen, da Stickstoff nur in begrenzter Menge in der Schlamm-TS enthalten ist. Als obere Grenze sind künftig ungefähr 7.000 t N pro Jahr anzusehen. Bei Verbleib bei Polyphosphaten in Waschmitteln und der flächendeckenden Einführung einer Schlammfällung werden die Phosphorfrachten im Klärschlamm stärker zunehmen, jedoch 8.000 t gesP pro Jahr nicht übersteigen; werden Polyphosphate in Waschmitteln voll substituiert, so dürften bei flächendekkender Fällung maximal 5.500 t gesP pro Jahr in den österreichischen Klärschlämmen anfallen. Im Vergleich dazu sind die im Jahre 1987 verkauften und mit einiger Sicherheit auch aufgebrachten Handelsdüngermengen von 32.000 t gesP pro Jahr und ca. 140.000 t gesN derartig groß, daß ein Konkurrenzdenken vor

Seite des Handelsdüngerabsatzes her als durchaus irrational bezeichnet werden kann. Verständlicher wird diese Irritation jedoch dann, wenn man weiß, daß bis in die Mitte der 80-er Jahre der Handelsdüngerabsatz zwar mäßig, aber stetig bis auf Werte von ca. 41.000 t gesP pro Jahr und ca. 165.000 t gesN pro Jahr angestiegen war, dann jedoch innerhalb von zwei Jahren auf Grund einer das Sparen fördernden Gesetzgebung die vorstehend zitierten Werte erreichte, daß diese Tendenz weiter fallend ist und das untere erreichbare Niveau, auf das sich der Handelsdüngerabsatz einpendeln könnte, noch nicht absehbar ist. Beim Stickstoff ist zusätzlich zu berücksichtigen, daß der Eintrag an Stickoxiden aus der Luft heute schon bei der Düngerberatung mit berücksichtigt wird.

Wie könnte nun **zwischen beiden Forderungen**, nämlich **zwischen einem möglichst niedrigen Schadstoffgehalt** einerseits und **einer Nutzung der in viel größeren Mengen enthaltenen Wertstoffe** andererseits **vermittelt werden?**

Der **"harte Weg"**, der vom Gedanken einer "absoluten Gewißheit des Ausschließens jeglicher Schädigung" ausgeht, zielt darauf ab, allen Klärschlamm zu verbrennen. Seine **primäre Konsequenz** besteht darin, daß das auf den "Boden" zu beziehende, **wahrscheinlich in vielen Fällen nur vermutete "Schadstoffproblem"** - vermutet deshalb, da es ja nicht nur auf den Stoff "an sich", sondern vor allem auch auf seine Menge ankommt - **in andere Umweltbereiche verlagert wird.** Dies läßt sich anhand der folgenden Darstellung zeigen.

Wie schon kurz angedeutet, beträgt weltweit abgeschätzt der theoretische Anfall an Klärschlamm-oTS ca. 1% der durch Photosynthese gewonnenen Nettoprimärproduktion auf Ackerland. Die Situation in Österreich (ermittelt anhand der Einwohner pro km^2 Ackerfläche) entspricht in etwa den dem Abschnitt 2 zugrundeliegenden Zahlen.

Der durchschnittliche Primärenergieeinsatz in die österrei-

chische Volkswirtschaft beträgt zur Zeit ca. 1050 PJ (1PJ = 10^{15}J) pro Jahr bzw. kopfspezifisch ca. $140*10^9$ J pro Jahr, das Bruttonationalprodukt liegt bei ca. $1500*10^9$ öS pro Jahr. Daraus ergibt sich, daß 1,0 öS des BNP zur Zeit einen Primärenergieeinsatz von $0,7*10^6$J nach sich zieht. Die Vergleichskosten für die Klärschlammentsorgung betragen ca. öS 1000,- pro Tonne TS bei landwirtschaftlicher Klärschlammverwertung, mit allen Anforderungen der Schlammstapelung, jedoch ohne Entseuchung ca. öS 1500,- pro t TS mit Pasteurisierung und zwischen 3000,- und 6000,- pro t TS (aber auch darüber) für die Klärschlammverbrennung, wobei die Preisunterschiede sowohl von der Größe der Anlagen als auch von der Rauchgasbehandlung abhängen. Eine Jahrestonne TS-Anfall entspricht ca. 50 EGW bzw. ungefähr im österreichweiten Mittel ca. 30 Einwohnern. Der kopfspezifische Anfall (einschließlich jenem großer Gewerbe- und Industriebetriebe) beträgt somit ca. 33 kg gesamte TS pro Jahr, in der ca. 20 kg oTS pro Einwohner und Jahr bzw. kopfspezifisch ca. $330*10^6$ J pro Jahr.

Aus den vorstehenden Zahlen errechnet sich bei landwirtschaftlicher Klärschlammverwertung ein kopfspezifischer Primärenergieeinsatz von im Mittel ca. $30*10^6$ J pro Jahr, während er bei der Klärschlammverbrennung ca. $105*10^6$ J pro Jahr ausmacht. Beide Werte sind niedriger als der Ausgangs-Energieinhalt im Klärschlamm, doch zeigen die Relationen aller drei Werte, daß hier tatsächlich eine Verlagerung der Belastung weg von der flächigen Ausbringung auf den Boden hin in andere Bereiche (direkt: Rohstoffe, Luft, Boden --> Deponie; indirekt: über Menschen, die die Anlagen fertigen und betreiben, Boden, Luft, Wasser) stattfindet, die in der bisherigen öffentlichen Diskussion völlig untergeht. (Als Beispiel: "Die Presse" vom 28./29. Jänner 1989, in der von Seite der FPÖ Oberösterreich noch eine wesentliche Verschärfung des OÖ Klärschlammgesetzes gefordert wird). Daß dieser "harte" Weg auch schon heute nicht mehr gesichert begehbar ist, wurde schon erwähnt.

Der **"weiche Weg"**, der Härte an anderer Stelle erfordert, je-

doch wegen der ihm innewohnenden direkten Kreisläufe und der damit gekoppelten Entlastung bei der Nutzung unserer "Ressourcen" langfristig als richtig erscheint, besteht darin, einerseits bei der "Abwasserentstehung" mit Bezug auf die Indirekteinleiter die erforderliche Sorgfalt (strenge Vorschriften und ihre Durchsetzung) walten zu lassen, aber andererseits auch nicht nur das Vorhandensein von Schadstoffen zu ermitteln, sondern vor allem auch ihre Herkunft, ihren Transportweg, ihren Verbleib und schließlich auch ihre gesicherte Wirkung, wobei dem letztgenannten Punkt wahrscheinlich die größte Bedeutung zukommt. Ansätze zur Erfassung des letztgenannten Punktes sind vorhanden (KEDING/LANGENOHL/WITTE, 1989). Dieser Weg ist im Vergleich zum bisher gewählten "harten" deutlich langsamer durchsetzbar und bringt Arbeit nicht nur in große Fertigungsbetriebe (z.B. für Anlagen zur Vorreinigung), sondern an viele kleinere Arbeitsplätze (Untersuchungsanstalten, Forschungsstellen).

Die eingetragenen Rückkoppelungen sind hier vor allem zur "Abwasserentstehung" sehr stark, haben jedoch auch bei der Pasteurisierung einen deutlichen Einfluß auf die "Abwasserreinigung" (überwiegend Fragen der Rückläufe, und hier im speziellen mit Bezug auf den Stickstoff).

3.2 Forderungen vom Gewässer her

(Abwasserentstehung, Abwasserreinigung, Boden)

Die "Gewässer", die uns hier beschäftigen, können Fließgewässer, Seen, Grundwasser, aber auch (Binnen)Meere sein. Bezüglich Fließgewässern gibt es in Österreich die (Vorläufige) Immissionsrichtlinie des BMfLF vom September 1987, die zur Zeit in die Anwendung Eingang findet und über die an anderer Stelle in diesem Kurs vorgetragen werden wird. Deshalb wird auf sie auch nicht im speziellen eingegangen, doch sei der Hinweis wegen der Teilnahme des Verfassers an ihrer Erstellung erlaubt, daß ein Ziel bei der Erstellung dieser Richtlinie darin bestand, den Zustand verschiedener ungünstiger Abschnitte

an Fließgewässern in Österreich durch die Ermöglichung einer relativ einfachen wasserwirtschaftlichen Planung rascher als bisher einer Besserung zuzuführen. Es war dabei nicht gedacht, mit dieser Richtlinie sozusagen das "amtliche österreichische Einheitsgewässer" zu prägen, und so wird auch ausdrücklich darauf verwiesen, daß ein vorhandener Freiraum zwischen den Werten der Richtlinie und den vorhandenen Werten nicht als ein Freibrief für die Zulässigkeit einer Aufhöhung aufgefaßt werden darf.

Der prinzipielle Systemzusammenhang zeigt uns jedoch auch, daß Stoffe auch vom bzw. durch den "Boden" in die "Gewässer" gelangen. Dies und Forderungen, die sich aus der Situation der (Binnen)Meere heraus ergeben können, sollen im folgenden kurz angerissen werden.

Überlegungen zum wassergütewirtschaftlichen Zusammenhang zwischen der Donaustaustufe Wien und der Neuen Donau, die der Verfasser dieser Arbeit gemeinsam mit Limnologenkollegen durchführte, waren die Ursache dafür, sich zu fragen, woher denn der Stickstoff und Phosphor in der Donau am Pegel Wien-Nußdorf eigentlich kämen (H.FLECKSEDER, im Druck). Eine **Aufschlüsselung auf genaue Prozentsätze** war aufgrund der vorhandenen Situation **nicht möglich**, doch **gelang eine Abschätzung, die ein Drittel des Stickstoffes und zwei Drittel des Phosphors als abwasserbürtig, die Ergänzung jeweils als flächenbürtig auswies.** Beim Stickstoff ist zusätzlich noch zu beachten, daß nicht die gesamte flächenbürtige Menge der Landwirtschaft zuschlagbar ist, sondern auch der Eintrag an Stickoxiden aus der Luft mit zu berücksichtigen ist. Dies bedeutet gleichzeitig jedoch auch, daß die Landwirtschaft als größter Nutzer der vorhandenen Flächen Materieabstöße in die Gewässer mit verursacht und somit auch in einen integralen Gewässerschutz mit eingebunden werden muß. Wie der schon genannte starke Rückgang im Einsatz von Handelsdünger seit der Mitte der 80-er Jahre zeigt - wenn dieser auch nicht nur aus diesem sondern auch aus vielen anderen Gründen reduziert wurde - , s

sind Ansätze dazu durchaus vorhanden.

Diese für den Pegel Wien-Nußdorf durchgeführte Bearbeitung war jedoch auch noch in einem weiteren Gesichtspunkt aufschlußreich. Die in der zitierten Immissionsrichtlinie (1987) enthaltene zulässige Summe für Ammonium-/Ammoniak-N, Nitrit-N und Nitrat-N beträgt 8,55 $mg*l^{-1}$, jene für gelösten Phosphor 0,2 $mg*l^{-1}$. Die im Jahresmittel für die Jahre 1982-1986 aus monatlichen Stichproben erhobenen Werte lagen am Pegel Wien-Nußdorf jedoch für die genannte Stickstoff-Summe bei 2,62 $mgN*l^{-1}$ und für gelösten Phosphor bei 0,158 $mg*l^{-1}$. Beide Werte sind niedriger als jene in der bisher als recht streng erachteten Immissionsrichtlinie, doch wird bei beiden Komponenten weder auf Seite der Abwasserreinigung noch auf Seite der Flächennutzung bisher ein gezielter Rückhalt durchgeführt. Sollte die Situation bei den Unterliegern im Donaueinzugsgebiet (Binnenbereich, vor allem jedoch im Schwarzen Meer) eine Verringerung der Einträge erfordern, so sind Verringerungen in den eingetragenen Frachten maßgebend und nicht die Konzentrationen im Gewässer.

Eine Frachtenverringerung ist jedoch nur bei gleichzeitigem Eingreifen sowohl im Bereich der Abwasserreinigung und der Abwasserentstehung als auch im Bereich der Flächennutzung möglich. So sind z.B. in der Bundesrepublik Deutschland und in Dänemark die ersten Schritte in diese Richtung gesetzt, und es ist primär eine Frage der Zeit, wann derartige Forderungen im Abwasserbereich (Denitrifikation, P-Fällung) auch bei uns erhoben werden.

Von diesen beiden Forderungen ist die P-Fällung deutlich einfacher lösbar als die simultane Denitrifikation, da bei letzterer zwar die generelle Technik zur Anlagengestaltung zur Verfügung steht, das Ausmaß der erzielbaren Reinigungsleistung jedoch sehr stark auch von der Abwasserzusammensetzung (CSB_{bio} zu gesN) abhängt. Unsere derzeitigen Lebensgewohnheiten und die vermehrt geforderte Schlammpasteurisierung bringen es mit

sich, daß die Relation CSB/gesN in bezug auf eine Denitrifikation immer ungünstiger wird.

Der Bereich der "gewässergefährdenden Stoffe" ist in anderen Staaten bzw. internationalen staatlichen Zusammenschlüssen durch entsprechende Gesetzgebungen abgedeckt, und in einiger Zeit werden wir auch in Österreich so weit sein. Für diese Stoffe gilt, daß sie sowohl bei der Erzeugung und Konfektionierung nicht über das Abwasser in Gewässer gelangen dürfen, aber auch, daß die konfektionierte im Handel erhältliche in das Abwasser übergehende Ware keine giftigen oder nach einem Teilabbau in der Abwasserreinigung giftigen Stoffe enthält. Es hat nämlich wenig Sinn, derartige Stoffe in der üblichen Abwasserreinigungsanlage durch eine hochgezüchtete Verfahrenstechnik bei niedrigen Konzentrationen dort aus dem Abwasser herauszuholen.

3.3 Forderungen vom Gewässer her (Abwasserableitung)

Wie schon im Abschnitt 2 festgehalten, lautet mit Bezug auf die Abwasserableitung die maßgebende Forderung, das nicht dem Gewässer (Grundwasser, Fließgewässer, See, Meer) direkt übergebbare Abwasser zu einer Reinigungsanlage zu bringen, von der weg es dem Gewässer übergeben werden kann.

Die maßgebenden Grundlagen zum Entwurf und der Gestaltung der Netze zur Abwasserableitung stammen noch aus dem letzten Jahrhundert. Das Trennverfahren und das Mischverfahren sind praktisch seit dem "Wieder-ins-Bewußtsein-Treten" der Abwasserfrage im Laufe der industriellen Evolution (wieder)entwickelt und damit auch Allgemeingut geworden. Die mit den Verfahren zur Abwasserableitung im Laufe der Jahrzehnte gewonnenen Erfahrungen stammen primär aus dem städtischen Bereich und gingen dementsprechend im Laufe der Zeit ebenfalls in die vorhandenen Normen und Richtlinien ein.

Im deutschen Sprachraum kam dabei nicht ausschließlich, aber doch in einem recht großen Umfang, das Mischverfahren zum Einsatz. Seine Wahl war - u.a. - auch von folgenden Faktoren beeinflußt: (a) Fehlanschlüsse können keine Auswirkungen haben; (b) Verschmutzung von der Oberfläche, die in der Vergangenheit z.B. auch durch Zugtiere verursacht wurde, gelangte bei schwachen Niederschlagsereignissen in das Kanalnetz und von dort weiter zur Reinigung. Mit Bezug auf Regenüberläufe (RÜBs) wurde z.B. in England schon im Jahre 1919 (GARLAND, 1975) festgelegt, daß diese erst bei einer sechsfachen Verdünnung anspringen sollten, wobei das zur Anlage weitergeleitete Abwasser vor seinem Abstoß in den Vorfluter bis zu einer dreifachen Verdünnung biologisch gereinigt werden und von einer dreifachen bis zur sechsfachen Verdünnung einem Absetzen unterworfen werden sollte. Die allgemeine Anwendung von Regenüberlaufbecken zur Verhinderung des Übertretens von während Niederschlagsereignissen transportierter Verschmutzung ist eher neueren Datums.

Im Zusammenhang mit der Frage, ob man zur Erreichung kostengünstiger Lösungen in der Abwasserableitung und Abwasserreinigung im locker verbauten Raum nicht doch von den in den Normen und Richtlinien enthaltenen Auffassungen abweichen könne, trat nun die Frage auf, ob nicht aus vorhandenen Messungen abschätzbar wäre, welche Auswirkungen auf die Gewässer bei Wahl eines Trennverfahrens im Vergleich zu einem Mischverfahren mit Regenüberlaufbecken besteht. Zur ersten, orientierenden Beurteilung dieser Frage standen Messungen über die Verschmutzung des Regens (GÖTTLE, 1978; ZOBRIST/STUMM, 1979), des abfließenden Niederschlages im Regenwassersammler der Trennkanalisation (BÖHNKE et al., 1979; BRUNNER, 1975; GÖTTLE, 1978, ROBERTS et al., 1976) sowie an Regenüberläufen der Mischkanalisation (KRAUTH, 1970 bzw. 1979; GEIGER, 1984) zur Verfügung. Zur Abschätzung der Wirksamkeit von RÜBs können Arbeiten von BUS (1984), HÖRLER (1987) und NEUMANN (1985) herangezogen werden. Die in der folgenden Tabelle 1 enthaltenen Werte für den flächenspezifischen Schmutzwasseranfall beruhen auf den mittleren Siedlungsdichten in den Arbeiten von GEIGER und KRAUTH, auf

Kenngröße	Regen	Niederschlags-abfluß	überlaufendes Mischwasser "ohne RÜB"	"schle RÜB"	"gutes RÜB"	Abwasser
TSS	≈ 50	≈ 1.300	≈ 1.400	≈ 350	≈ 200	≈ 11.000
BSB_5 ges	ni. gem.	≈ 90	≈ 800	≈ 300	≈ 170	≈ 8.500
CSB ges	≈ 60	≈ 500	≈ 1.900	≈ 700	≈ 400	≈ 17.000
N ges	≈ 15	≈ 30	≈ 160	≈ 60	≈ 35	≈ 1.700
P ges	≈ 0,5	≈ 1,5	≈ 60	≈ 23	≈ 13	≈ 600
BSB_5/TSS	--	0,07	0,57	0,85	0,85	0,77
CSB/TSS	0,83	0,38	1,36	2,0	2,0	1,55
CSB/BSB_5	--	5,56	2,38	2,3	2,3	2,0
CSB/N	4	17	12	12	12	10
CSB/P	120	330	32	30	30	28

Erläuterungen: "Regen" = auf kleinen, künstlichen Auffangflächen gemessener, die Luftverschmutzung beschreibender Wert; "Niederschlagsabfluß" = Abfluß des Niederschlages von ablußwirksamen Flächen in Siedlungsgebieten; "überlaufendes Mischwasser" definiert je nach den Meß- und Auswertekriterien der beiden Arbeiten; "schle RÜB" = eine Situation, bei der ein RÜB üblicher Kubatur nur eine ungünstige Wirkung entfalten kann; "gutes RÜB" = eine Situation, bei der ein RÜB üblicher Kubatur eine günstige Wirkung entfalten kann; "Abwasser" = definiert im Text.

Tabelle 1: Quervergleich der Verschmutzung im Regen, Niederschlag, Mischwasser und Abwasser

einer angenommenen Zahl von 1,3 EGW/E und auf den in Österreich üblichen einwohnergleichwertspezifischen Ansätzen über den Verschmutzungsanfall. Die Werte in Tabelle 1 sind entweder auf die abflußwirksame Fläche bezogene Frachten oder Relativzahlen.

Aus der Tabelle 1 ist folgendes ableitbar:
(a) Regen: Im Vergleich zum abfließenden Niederschlag ist der Regenwasser (d.h. das durch keine Flächennutzung verunreinigte, in speziellen Auffangvorrichtungen gesammelte Wasser von Niederschlagsereignissen), gemessen an den üblichen Kenngrößen der Abwassertechnik, praktisch nicht verschmutzt.
(b) Niederschlagsabfluß: Die großen Relationen CSB/BSB_5, CSB/N sowie CSB/P im Niederschlag, gekoppelt mit den geringen Aufhöhungen (Niederschlagsabfluß minus Regen), zeigen an, daß Fehlanschlüsse praktisch nicht vorhanden waren, daß aber der Niederschlagsabfluß im Vergleich zum überlaufenden Mischwasser, aber auch zum in der Fläche anfallenden Schmutzwasser, deutlich anders zusammengesetzt ist. Vor allem die niedrigen Relationen BSB_5/TSS und CSB/TSS sowie die hohen Relationen für CSB/BSB_5, CSB/N und CSB/P im Vergleich zu überlaufendem Mischwasser bzw. Schmutzwasser lassen darauf schließen, daß die CSB-Fracht im Niederschlagsabfluß der Trennkanalisation durch eine nicht rasch umsetzungsfähige Verschmutzung geprägt ist. Diese kann durch Reifenabrieb hervorgerufen sein, aber auch aus natürlichem Blattfall oder ähnlichen Einträgen stammen. Es liegt die Vermutung nahe, daß die letztgenannten Einträge zu den spezifischen Frachten in größerem Umfang beitragen als die zu erst genannte Ursache. Die CSB-Frachten im Niederschlagsabfluß und im überlaufenden Mischwasser bedeuten damit auch qualitativ etwas wesenhaft unterschiedliches. Damit unterscheiden sich die Inhaltsstoffe im Niederschlagsabfluß (Niederschlagssammler der Trennkanalisation) aller Vorraussicht nach auch nicht wesentlich von den Stoffeinträgen, die sonst auch in der Natur in unsere Gewässer gelangen und dort die trophische Pyramide treiben. Dieser Befund darf jedoch in spezifischen Situationen (z.B. bei stark befahrenen Straßen

oder bei befestigten Flächen, auf denen produziert wird) nicht verallgemeinert werden.

(c) Überlaufendes Mischwasser: Die niedrigen Relationen für CSB/BSB_5, CSB/N und CSB/P sowie die großen Aufhöhungen (Mischwasser minus Regen) zeigen an, daß das überlaufende Mischwasser primär durch die Inhaltsstoffe des Schmutzwassers geprägt ist. Der Vergleich der spezifischen Frachten zwischen dem überlaufenden Mischwasser (ohne RÜBs) und dem Schmutzwasseranfall ergibt, daß ca. 10% der anfallenden jährlichen Schmutzwasserfracht abgestoßen werden. Je nach der betrachteten Örtlichkeit beträgt die überlaufende jährliche Dauer des Niederschlagsabflusses ungefähr 3 bis 5 % der Jahresdauer. Das kann nur bedeuten, daß das überlaufende Mischwasser nicht nur die im Sammler während des Niederschlagsereignisses transportierte Verschmutzung austrägt, sondern auch einen aus dem Trockenwetterabfluß her stammenden "Vorrat". Diese Aussage ist auch durch andere Arbeiten belegt. Als "verlagerte Vorräte" sind dabei Ablagerungen, aber auch Siehlhäute zu nennen (DAUBER/NOVAK, 1983). Das Mischverfahren stellt daher im Vergleich zum Trennverfahren ohne Fehlanschlüsse eine recht deutliche Quelle für Gewässerbelastungen während Niederschlagsereignissen dar. Regenüberläufe ohne RÜBs sind als kritisch zu betrachten. Es ist weiter zu schließen, daß RÜBs die Mischkanalisationen innewohnenden Probleme nur bedingt korrigieren können.

4. Folgerungen

Die Folgerungen können nun im "vorwärtsschreitenden Weg" zusammengefaßt werden.

(a) Abwasserentstehung

Die vorstehende Bearbeitung hat gezeigt, daß der Art und Weise, in der das auf den öffentlichen Kläranlagen ankommende Abwasser entsteht, eine ganz entscheidende Bedeutung zukommt. Dieser Aspekt bezieht sich nicht nur auf den gesamten Fragenkreis der gewerblichen und industriellen Indirekteinleiter,

sondern künftig wahrscheinlich auch auf die Frage, wie eine Abtrennung und eine getrennte Verwertung der menschlichen Ausscheidungen in der heutigen Zeit unter den Gesichtspunkten sowohl des Gewässerschutzes als auch der Hygiene gesichert durchgeführt werden kann. In städtischen Siedlungen sind hier die angewandten Problemlösungen deutlich schwieriger als im eher locker verbauten ländlichen Raum. Ein Teilbereich der Abwasserentstehung, der sehr eng mit der Abwasserableitung gekoppelt ist, ist aber auch im Ausmaß und in der Art der Flächennutzung und in der Ableitung des von diesen Flächen stammenden Niederschlages zu sehen. Dieser letzte Gesichtspunkt leitet über zum Bereich der

(b) Abwasserableitung

In der Entscheidungsfindung zur Wahl der Abwasserableitung sollten folgende Fragen gestellt und zu beantworten versucht werden:

(a) Wodurch ist das im zu bearbeitenden Fall vorliegende Gewässerschutzproblem hervorgerufen? (Einleitung von Schmutzwasser, verschmutzter Niederschlagsabfluß u.a.m.).

(b) Gibt es neben dem Gewässerschutzproblem auch ein durch die Siedlungstätigkeit hervorgerufenens Überschwemmungsproblem?

(c) Wohin kann der abfließende Niederschlag gelangen, wie kann er in seiner Entstehung minimiert, wie kann er im Abfluß verzögert werden?

(d) Wohin kann das wegen der Erfordernisse des Gewässerschutzes zu reinigende Abwasser (Schmutzwasser, verschmutzter Niederschlag) gelangen?

Diese Art der Wahl in der Entscheidungsfindung eröffnet eine sehr große Palette unterschiedlicher Vorgangsweisen, wobei der Hebel besser bei den Ursachen - z.B. beim Ausmaß befestigter Flächen innerhalb der Siedlungsstruktur oder bei der Wahl des Entwässerungsverfahrens, wobei auch "Zwitterlösungen" zwischen den beiden Polen der Misch- und Trennkanalisation zugelassen werden sollten - angesetzt werden sollte als bei der Symptombekämpfung. Die ausschließliche Errichtung von Regenüberlaufbecken in Mischkanalisationen, ohne sonstige Maßnahmen bezüg-

lich der Verringerung oder der flächigen Verzögerung des Niederschlagsabflusses, stellt eine derartige Symptombekämpfung dar. GUJER/KREJCI haben schon 1979 auf die genannten Alternativen in der Abwasserableitung hingewiesen. Was zur Zeit fehlt, und dies gilt auch für einen guten Teil der "Abwasserentstehung", ist die auf das gesamte System bezogene Zusammenschau in der Entscheidungsfindung.

(c) Abwasserreinigung

Wenn wir uns nun an die im ersten Abschnitt enthaltene Aufgabenstellung zurückerinnern, dann fällt auf, daß die dort formulierte Aufgabe ja lautete, abzuschätzen, welche Anforderungen in den kommenden zwei Jahrzehnten denn ungefähr auf uns zukämen.

Das **erste, ausgesprochen interessante Ergebnis** der Bearbeitung besteht nun darin, daß Gewässerschutz in der heutigen Zeit die bisher im Vordergrund befindliche öffentliche Abwasserreinigung auch weiter mit umfassen muß, daß er aber schon heute deutlich über diese hinausgreift, und daß in der Zukunft dies in noch größerem Umfang eintreten wird.

Das **zweite, nicht minder wichtige Ergebnis** lautet, bei der Anwendung der Abwasserreinigung integral nicht nur Gewässerschutz, sondern auch generellen Umweltschutz zu betreiben. Jede echt unnotwendige Anwendung aufwendigerer Lösungen beansprucht die Umwelt gesamthaft und verlagert die direkte Belastung vom zu entlastenden Bereich in andere, nicht so direkt überblickbare Bereiche.

Das **dritte Ergebnis lautet,** die Auslegung der öffentlichen Reinigungsanlage auf den Zustand im Gewässer, in das diese einleitet, zu beziehen. Dieser Bezug kann jedoch nicht nur die eine, gerade betrachtete Anlage, sondern muß auch die Gesamtsituation im Einzugsgebiet umfassen. Die (vorläufige) Immissionsrichtlinie des BMfLF stellt dafür eine Orientierungshilfe dar. Bezüglich der im Anlagenablauf noch enthaltenen Inhaltsstoffe werden wir unser Hauptaugenmerk neben den bisher meist üblichen Summenparametern BSB_5 und CSB ganz entschieden dem Fischgift Ammoniak-Stickstoff, den Nährstoffen N und P, und je

nach der Gewässersituation auch den abfiltrierbaren Stoffen, widmen müssen. Die Vorschreibung zusätzlicher Parameter im Anlagenablauf hängt von der örtlichen Situation ab, für das "übliche häusliche Abwasser", d.h. das in öffentlichen ARAs gereinigte Abwasser aus Siedlungsgebieten üblicher Struktur, dürften jedoch diese Kenngrößen die wichtigsten sein.
Ein **viertes Ergebnis** wurde bisher nicht ausführlich begründet, ist eigentlich eine Konsequenz der Anwendung der in diesem Kurs in der "Abwasserreinigungstechnik" enthaltenen Verfahrensgrundlagen, soll jedoch schon an dieser Stelle festgehalten werden. Die anstehenden Forderungen (Boden- und Gewässerschutz) in der Abwasserreinigung sind i.a. mit im Prinzip bekannter Technik lösbar, die Kosten dafür sind z.T. jedoch sehr groß. Dazu folgendes Beispiel: Der kopfspezifische Aufwand bei der Simultanfällung (einschl. der biologischen Inkorporation in den Klärschlamm) beträgt bei den derzeitigen Fällmittelpreisen 20,- bis 30,- öS pro Einwohner und Jahr. Für eine nachgeschaltete Flockungsfiltration liegt dieser Wert jedoch bei öS 100,- pro Einwohner und Jahr. Da jeder nicht begründbare Aufwand nicht nur Kosten, sondern bei seiner Durchführung auch die Umwelt belastet, bedarf es einer ganz besonders starken Koppelung innerhalb des gesamten dargestellten Systemzusammenhanges. Dazu zählen die - soweit möglich - gesicherte Zielvorgabe, die Zulassung von Alternativen in allen Bereichen, aber auch nach Durchführung der Maßnahmen eine Erfolgskontrolle, d.h. die Prüfung, ob die festgelegten Zielvorgaben erreicht werden, ob sie sich in der Zwischenzeit geändert haben, aber auch, welcher Aufwand zur Erreichung der Zielvorgaben erforderlich ist.

Wenn wir unsere Abwasserreinigungsanlagen so auslegen, daß sie die vorstehend genannten Kenngrößen heute oder in absehbarer Zeit auf für die Einleitung in Gewässer zulässige Werte verringern können und auch die Schlammfrage - durch mehrere Optionen möglichst langfristig abgesichert - abgewickelt werden kann, dann bin ich der Ansicht, daß im engeren Bereich der Abwasserreinigung, die ja Gegenstand des Kurses ist, dies die

Aufgabenstellungen der kommenden zwei Jahrzehnte sein werden. Die vielfältigen Koppelungen dürfen wir jedoch nie außer acht lassen.

Literatur

BÖHNKE et al.,(1979): Untersuchung der Verschmutzung des abfließenden Regenwassers. Westdeutscher Verlag.

BRUNNER (1975): Die Verschmutzung des Regenwasserabflusses im Trennverfahren. Diss. TU München.

BUS (1984): Wirkung von Regenbecken. Heft Nr. 29, Bern.

DAUBER/ NOVAK (1983): Quellen und Mengen der Schmutzstoffe in Regenabflüssen einer städtischen Mischkanalisation. EAWAG-Separatum Nr. 927.

FLECKSEDER (1989): Tracing the Sources of Nitrogen and Phosphorous in the Catchment Area of River Danube at Vienna. Vortrag an der 5. Tagung der IAWPRC über "River Basin Management", Rovaniemi/SF, Juli 1989.

GARLAND (1975): Effects of Storm Discharges on River Water Quality. Berichte der ATV, Bd. 28.

GEIGER (1984): Mischwasserabfluß und dessen Beschaffenheit. Diss. TU München.

GÖTTLE (1978): Ursachen und Mechanismen der Regenwasserverschmutzung. Diss. TU München.

GUJER/KREJCI (1979): Kenntnisse und Forschung auf dem Gebiet der Regenwasserbehandlung. VSA, Nr. 142/4.

HÖRLER (1987): Die Vorfluterbelastung durch Regenentlastungen ... , GWA (CH), 67, (712-725).

(Vorläufige) Immissionsrichtlinie des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft der Republik Österreich, Wien , Februar 1987.

KEDING/LANGENOHL/WITTE (1989): PCB, Dioxine und Furane im Klärschlamm und deren Auswirkungen bei der landwirtschaftlichen Klärschlammverwertung, KA, 36, (19-26).

KRAUTH (1970): Der Abfluß und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasserkanalisationen bei Regen. Diss. Univ.

Stuttgart.

KRAUTH (1979): Der Regenabfluß und seine Behandlng beim Mischverfahren. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Bd. 66.

LIETH/WHITTAKER (1975): Primary Productivity in the Biosphere. Springer-Berlin, 329p.

NEUMANN (1985): Die Vorfluterbelastung aus Mischkanalisationen - Eine ereignisbezogene Mengen-Dauer-Beziehung. Enthalten in Bd. Nr. 60 der Berichte aus Wassergütewirtschaft, TU München.

ÖWWV-Regelblatt Nr. 17, "Landwirtschaftliche Verwertung von Klärschlämmen - Empfehlungen für Betreiber von Abwasserreinigungsanlagen", Wien, 1984.

ROBERTS et al., (1976): Schmutzstoffe im Regenwasser einer städtischen Trennkanalisation. GWA (CH), 56, (672-679).

ZOBRIST/STUMM (1979): Wie sauber ist das Schweizer Regenwasser? Neue Zürcher Zeitung, Beilage "Forschung und Technik", 27.6.1979.

Hellmut Fleckseder
Univ.-Doz., Dipl.-Ing. Dr.techn., M.S.
TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau
Karlsplatz 13, 1040 WIEN, Tel. 0222/58801-3145DW

EMISSION UND IMMISSION

G. Spatzierer

1. ALLGEMEINES

Abwasserentstehung, Abwasserableitung, Abwasserreinigung und - als Endglied - das Gewässer bilden, wie bereits gezeigt wurde, ein zusammenhängendes System. Bei übermäßigen Belastungen einzelner Teilsysteme kommt es daher zwangsläufig auch zu erhöhten Belastungen der folgenden Systeme, wodurch letztendlich der Gütezustand der Gewässer beeinträchtigt wird. Um derartigen Belastungen vorzubeugen bzw. um diese auf ein vertretbares Maß einzuschränken, wurden bereits in vielen Staaten Richt- oder Grenzwerte festgelegt, die zulässige Abwassereinleitungen (Emissionsbegrenzungen) bzw. Gewässergütestandards in Form von Mindestanforderungen (Immissionsnormen) definieren. Einleitungsbedingungen in eine öffentliche Kanalisation (Indirekteinleiter) stehen dabei wie die Einleitungsrichtwerte in das Gewässer mit den Gewässerrichtwerten in Verbindung.

Der Begriff "Gewässergüte" ist hier zu definieren als die Eignung eines Gewässers für bestimmte Zwecke bzw. Nutzungen. Diese Definition macht deutlich, daß ein Gewässer zwar bestimmte Eigenschaften aufweist, aber nur "für etwas" eine Gewässergüte besitzt. Die Güteaussage ergibt sich erst durch Bewertung der Merkmale des Gewässerzustandes an den Maßstäben der Gewässernutzungen.

Unter dem Begriff Immission (von lat.: immittere=hineinschicken) sind im folgenden die auf ein Gewässer von außen einwirkenden Einflüsse, die von diesem aufgenommen und sich darin auf eine bestimmte Konzentration verteilen zu verstehen (resultierende Einwirkung von Emissionen auf ein Gewässer). Als Emission (von lat.: emissio=Aussendung, Flüssiges auslaufen lassen) wird hier die Ableitung belasteter Abwässer in eine Kanalisation oder in ein Gewässer

bezeichnet. Darüber hinaus bestehen natürlich auch sonstige Emissionen und Immissionen im Bereiche der Abwasserreinigung wie z.B. bei der Klärschlammaufbringung auf landwirtschaftlich genutzte Böden, Klärschlammverbrennung, Geruchsbelastungen, etc. Hierauf soll im folgenden nicht näher eingegangen werden, da diese Thematik in anderen Beiträgen bzw. Veranstaltungen eingehend behandelt wird.

2. EMISSIONS-RICHTLINIEN UND -NORMEN IN ÖSTERREICH

Die Festlegung von Mindestanforderungen für die Ableitung von Abwässern in Kanalisationsanlagen oder in Gewässer erfolgte in Österreich für einzelne Branchen in Form von ÖNORMEN bereits in den 70-er Jahren. Darüber hinaus wurden in einzelnen Bundesländern (z.B. Wien) auch generelle Einleitungsbegrenzungen gesetzlich festgelegt. Eine umfassende bundesweite Regelung erfolgte jedoch erst im Jahre 1981 durch die Veröffentlichung der "Richtlinen für die Begrenzung von Abwasseremissionen" des BM.f.L.u.F.

2.1 Richtlinien für die Begrenzung von Abwasseremissionen (BM.f.L.u.F., 1981):

2.1.1 Entstehungsgeschichte:

In den benachbarten Staaten Österreichs bestanden bereits Mitte der 70-er Jahre Emissions- und/oder Immissionswerte für Abwassereinleitungen bzw. für Gewässer. Dieser internationalen Entwicklung konnte sich auch Österreich nicht verschließen. Zu diesem Zwecke beauftragte das BM.f.L.u.F. das Institut für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz der TU Wien (Vorstand: o.Prof.W.v.d.Emde) bereits bestehende ausländische Gewässergüterichtlinien hinsichtlich ihrer Anwendung unter österreichischen Verhältnissen zu interpretieren sowie Richtwerte für Abwasseremissionen vorzuschlagen. Um später unterschiedliche Be-

triebs- und wasserwirtschaftliche Verhältnisse berücksichtigen zu können, wurde bewußt auf die Ausarbeitung von **Grenzwerten** verzichtet. Nach Auswertung und Gegenüberstellung der Richtlinien von 24 Staaten sowie von verschiedenen internationalen Organisationen wurden sodann **Richtwerte** für insgesamt 53 physikalische, chemische bzw. biologische Parameter sowohl für die direkte Ableitung in ein Gewässer als auch in eine öffentliche Kanalisation ausgearbeitet. Nach eingehenden Beratungen und Durchführung eines Begutachtungsverfahrens wurden diese Richtlinien im September 1981 vom BM.f.L.u.F. veröffentlicht und von der Obersten Wasserrechtsbehörde den Unterinstanzen zur Beachtung in den Verfahren aufgetragen.

2.1.2 Inhalt der Richtlinie

Die wesentlichen Grundsätze und Inhalte der Richtlinien (Abschnitt A) werden im folgenden kurz angeführt:

- Die Richtlinie ist **flexibel** anwendbar für die Festlegung von Reinhalteverpflichtungen.
- Die dezidierte Festlegung der Grenzwerte soll nach sachverständiger Beurteilung in jedem Einzelfalle erfolgen.
- Die abgeleitete Schmutzfracht ist so gering wie möglich zu halten (Schmutzfrachtreduktion). Schmutz- und Schadstofffrachten sollen daher zusätzlich direkt begrenzt werden (eine indirekte Begrenzung wird durch das Verbot der Verdünnung festgelegt!). Dies kann je nach Betriebsart erfolgen durch:
  produktionsdatenbezogene Begrenzung der Einleitungsfracht
  wassermengenbezogene Begrenzung der Einleitungsfracht
  beschäftigtenzahlbezogene Begrenzung der Einleitungsfracht

- Die angeführten Richtwerte stellen **Mindestanforderungen** dar, die nach dem Stand der Technik (1981) erreichbar sind.
- Emissionen sind, speziell bei ungünstigen Standort- und Vorflutbedingungen, auch im Hinblick auf ihre Auswirkung auf den Gewässergütezustand zu beurteilen. Daraus können auch **strengere** Anforderungen als die in der Richtlinie angeführten Richtwerte resultieren.
- **Geringere Anforderungen** z.B. für bestimmte Betriebe, Kleinkläranlagen, etc. dürfen nur nach sachverständiger Beurteilung bei gegebener Notwendigkeit im geringstmöglichen Ausmaß festgesetzt werden.
- Die Vorschreibung **zusätzlicher Parameter** kann bei Erfordernis in jedem Einzelfall erfolgen.
- Die angegebenen Konzentrationswerte dürfen **nicht durch Verdünnung** erreicht werden. Ebenso sollen unbelastete Fremdwässer nach Möglichkeit den Kanalisationen ferngehalten werden.
- Die Gewässerreinhaltung beginnt bereits beim indirekten Einleiter (Verursacher), um negative Auswirkungen auf die Kläranlage sogleich am Abwasserentstehungsort weitgehend ausschalten zu können. Diese Anforderungen (Richtwerte) sind landesgesetzlichen Regelungen gleichrangig. Voraussetzung zur Anwendung dieser Richtwerte ist, daß die betreffende Kanalisation auch an eine in Betrieb befindliche biologische Kläranlage angeschlossen ist.
- Die Errichtung von Kläranlagen ist auf den Ausbau der Kanalisation rechtzeitig abzustimmen.
- Bei schwermetallhältigen Abwässern sind bereits bei der Einleitung in die Kanalisation ebenso strenge Maßstäbe wie bei direkter Einleitung ins Gewässer anzulegen, um eine landwirtschaftliche Klärschlammverwertung zu ermöglichen.

- Die Einleitungsanforderungen in Gewässer (Direkteinleiter) beziehen sich auf Fließgewässer und Flußstauhaltungen. Bei stehenden Gewässern (Seen) und Fließgewässern in deren Einzugsgebiet sind grundsätzlich strengere Maßstäbe anzulegen (z.B. Phosphate, Schwermetalle).
- Generell sollen alle Abwassereinleitungen der Richtlinie entsprechen. Ausgenommen sind aber jene Fälle, wo sich aus branchenspezifischen Verhältnissen davon abweichende Anforderungen ergeben (siehe branchenspezifische ÖNORMEN für Anforderungen an die Beschaffenheit abzuleitender Abwässer diverser Betriebe).
- Bei organisch hoch belasteten Abwässern ist die durch Reinigungsmaßnahmen erzielte Schmutzfrachtverminderung maßgebend (gilt für organische Summenparameter und Phosphor).
- Stoßweise anfallende Abwässer sowie Spülstoße aus Mischwasserkanalisationen sind auszugleichen und zu behandeln.
- Menge und Schmutzfracht betrieblicher Abwässer sind durch innerbetriebliche Maßnahmen (Kreislaufführung, Wiederverwendung, Rückgewinnung von Abwasserinhaltsstoffen) möglichst gering zu halten.
- In zusammenhängenden Siedlungsgebieten ist nach Möglichkeit eine gemeinsame Reinigung kommunaler und betrieblicher Abwässer (gegebenenfalls nach Vorbehandlung) vorzunehmen, soferne nicht aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen eine betriebliche Reinigung erforderlich ist.
- Bei nachträglichem Anschluß betrieblicher Abwässer an eine Kanalisationsanlage sind vom Konsensinhaber die Einleitungsanforderungen, die Leistungsfähigkeit der Kläranlage sowie bestehende landesgesetzliche Vorschriften zu berücksichtigen.

- Für die Überwachung der Einhaltung der Richtwerte sind beim Verursacher und beim Gewässer entsprechende Untersuchungen gemäß DEV vorzunehmen.

Im Abschnitt B der Richtlinien werden sodann für 50 Parameter Emissionsrichtwerte für die Einleitung in ein Gewässer und in eine öffentliche Kanalisation angeführt (siehe Anhang, Tabelle 1 bis 3). Die Parameter selbst sind gegliedert in allgemeine Parameter, anorganische Stoffe, organische Summenparameter und organische Stoffe. Als biologischer Parameter ist lediglich die Toxizität enthalten. Bakteriologisch-hygienische Begrenzungskriterien wurden nicht aufgenommen, da Rohabwässer sowie biologisch gereinigte Abwässer eine unvermeidliche Belastung mit Keimen aufweisen, die nur durch Abwasserdesinfektionsverfahren herabgesetzt werden kann. Derartige Maßnahmen werden derzeit in Österreich als nicht erforderlich und als volkswirtschaftlich nicht vertretbar erachtet. Bei speziellen Emittenten (Lungenheilanstalten) werden derartige Maßnahmen jedoch erforderlich sein.

2.1.3 Erläuterungen zu den Kenngrößen und Richtwerten

Einleitungsbedingungen in eine öffentliche Kanalisation stehen wie die Einleitungsrichtwerte in Gewässer mit den Gewässerrichtwerten in Verbindung. Bei Nutzung von Oberflächenwässern für eine spätere Trinkwassergewinnung sind aus diesem Bereiche eventuell zusätzliche Anforderungen an Abwassereinleitungen zu stellen. Eine Einleitung von Schadstoffen in eine öffentliche Kanalisation kann daher nur insofern zugelassen werden, als eine Entfernung dieser Schadstoffe auf eine für Gewässereinleitungen zulässige Konzentration möglich ist, sowie Folgenutzungen und die Abwasserreinigung selbst sowie der dabei gebildete Klärschlamm durch Schadstoffe nicht beeinträchtigt werden. Die in Österreich festgelegten Richtlinien orientieren sich

weitgehend an der Schweizer "Verordnung über Abwassereinleitungen" (1976), deren festgelegte Konzentrationswerte nunmehr bereits seit ca. 23 Jahren in der Praxis erprobt sind. Darüber hinaus ist die geographische Situation der Schweiz ähnlich wie die Österreichs. Beide Staaten sind hinsichtlich der Gewässer zumeist Oberlieger.

Im Detail werden zu den einzelnen Parametern stichwortartig folgende Erläuterungen gegebenen (W.v.d.EMDE, N. MATSCHE, 1976):

Temperatur:
Temperaturänderungen beeinflussen die biologische Aktivität, den Sauerstoffverbrauch, die Löslichkeit des Sauerstoffs und die Toxizität von Substanzen. Plötzliche Temperaturänderungen wirken schädlicher als dauernde. Im Kanal Nebel- und Eisbildung bei Schächten, Erweichen von Verguß- und Dichtungsmaterialien, erhöhte Geruchsemissionen möglich.

Durchsichtigkeit (Sichttiefe):
Bei hohen Trübungen Einschränkung der Primärproduktion möglich, eventuell auch negativer Einfluß auf Fische. Bei einer Sichttiefe von mindestens 50 cm liegt im Regelfall eine ordnungsgemäße Reinigungsleistung bei Kläranlagen vor.

Farbe:
Farbstoffe sind durch biologische Verfahren zumeist nur schwer abbaubar.

Geruch:
Zumeist durch anaerobe Vorgänge und betriebliche Abwasserinhaltsstoffe verursacht. Analytischer Nachweis zumeist schwierig und aufwendig. Die Bestimmung des Geruchsschwellenwertes (Olfaktometrie) wird auf einzelne Fälle beschränkt bleiben.

Toxizität:
Verschiedene Testverfahren, die den Einfluß von Schadstoffen auf Bakterien, Algen, Protozoen, Fischnährtiere und Fische ermitteln. Als Parameter für die Giftwirkung wird einerseits die Atmungsaktivität oder die photosynthetische Sauerstoffproduktion, andererseits die Hemmung des Wachstums zu Grunde gelegt. Bei Fischen verschiedene Symptome wie Luftschnappen, Taumeln, Lethargie, Tod feststellbar.

Salzgehalt:
Natürliche Gewässer besitzen einen Salzgehalt von zumeist ≤400 mg/l. Durch wesentliche Erhöhungen können Schädigungen von Organismen eintreten. Gewässernutzungen werden durch hohe Salzgehalte zumeist negativ beeinflußt.

Gesamte ungelöste Stoffe:
Ungelöste Stoffe beeinträchtigen vor allem Gewässernutzungen, beeinflussen aber auch z.B. Fische (Verlegung der Kiemen).

Absetzbare Stoffe:
Diese führen zu Ablagerungen im Gewässer mit Folgewirkungen (z.B. Zersetzung) bzw. ebenso in der Kanalisation (Geruchsbildung, Anfaulen, Blähschlammbildung).

pH-Wert:
Saure und alkalische Abwässer fallen vor allem bei Betrieben an. Organische Säuren sowie Laugen werden zum Teil im Zuge des biologischen Abbaues entfernt. Saure Abwässer sind zumeist Ursache von Korrosionen, eine Vorbehandlung (Neutralisation) ist erforderlich. Extremwerte verstärken unter Umständen die Giftwirkung von Schadstoffen.

Sauerstoff:
Die Konzentration von Sauerstoff in Rohabwässern bzw. biologisch gereinigten Abwässer läßt im Regelfall keinerlei Rückschlüsse auf die Abwasserbelastung zu.

Aluminium:
Toxische Wirkungen von Aluminium in den in Frage kommenden Konzentrationen sind nicht bekannt. Die Richtwerte ergeben sich durch die Begrenzung des Gehaltes an absetzbaren Stoffen.

Arsen:
Dieses Element ist in der Natur weit verbreitet. Ebenso wird es in der metallverarbeitenden Industrie, Glas- und Keramikindustrie sowie für Pestizide und Chemotherapeutika verwendet. Eine Gefährdung für den Menschen im Wege über das Wasser ist eventuell durch chronische Arsenvergiftungen möglich, die tödliche Dosis von etwa 45 bis 90 mg kann auf diesem Wege jedoch nicht erreicht werden. In Gebieten mit erhöhter natürlicher Arsenbelastung treten bei Mischwasserkanalisation erhöhte Gehalte im Klärschlamm auf.

Barium:
Eine toxische Wirkung ist nur in gelöster Form möglich. Verwendung in der Metall- und Farbenindustrie sowie als Zementbestandteil.

Blei:
Eines der bekanntesten Metallgifte (Bleivergiftungen). Hauptemittent ist noch der KFZ-Verkehr (Antiklopfmittel). Ein Großteil der Bleibelastung des Abwassers wird im Klärschlamm zurückgehalten.

Bor:
Relativ geringe Auswirkungen auf Muscheln und Wasserorga-

nismen. Weite Verbreitung (Waschmittelzusatz, Metallurgie, Schleif- und Poliermittel, Glasindustrie) sowie in allen Böden und Organismen (Spurenelement).

Kadmium:
Zumeist mit Zink vergesellschaftet, toxisch für Menschen und Wasserorganismen (Summationsgift). Verwendet bei Herstellung von Batterien, Farben, Kunststoffen, Oberflächenschutz, Metallegierungen und in der Keramik- und Photoindustrie.

Chrom-III:
Für den Menschen physiologisch weitgehend unschädlich, Giftwirkung auf Wasserorganismen variiert aber in weiten Grenzen. Toxizität gegenüber Chrom-VI deutlich geringer. Liegt zumeist in schwerlöslicher Form vor. Verwendung für Legierungen, Oberflächenbehandlung, Ledergerbung, als Korrosionsinhibitor und in der Farbenindustrie.

Chrom-VI:
Auf niedrige Organismen stärkere Giftwirkung als Chrom-III, das Ausmaß wird von der Härte des Wassers bestimmt. Eine Beeinträchtigung der Nitrifikation und bei höheren Konzentrationen auch des BSB_5 besteht.

Eisen:
Zumeist aus Industrieabwässern (z.B. Beizereien) bzw. von der Wasseraufbereitung und biologischen Abwasserreinigung (Simultanfällung). Eisen-II-Salze werden rasch zu Eisen-III-Hydroxiden oxidiert. Auch gut geeignet für die Blähschlammbekämpfung (Schlammbeschwerung).

Kobalt:
Nicht toxisch für Menschen, Wirkung auf Pflanzen und Fische stark unterschiedlich (Schädigung bis Wachstumsförderung).

Bei erhöhten Konzentrationen auch negative Beeinflussung des biochemischen Abbaues. Verwendung für Legierungen, Pigment für Porzellan- und Glasfabrikation und anderes.

Kupfer:
Die Toxizität für Wasserorganismen schwankt in weiten Grenzen und ist von vielen Parametern abhängig (Temperatur, Härte, CO_2-Gehalt, etc.). Synergistische Effekte mit z.B. Zink, Cadmium möglich. Beeinflussung aber auch Adaptation des Belebtschlammes nachgewiesen. Starkes Planktongift. Verwendet für Legierungen, Pigmente, Oberflächenbehandlung, Pestizide, verschiedene industrielle Prozesse.

Nickel:
Für Menschen kaum toxisch, für Pflanzen hohe Toxizität. Gegenüber Wasserorganismen weniger toxisch als Kupfer und Zink. Der biochemische Abbau wird nur gering beeinflußt. Im Klärschlamm verbleiben nur 35 bis 45 %. Verwendet bei der Oberflächenbehandlung für Legierungen, Farbstoffe sowie als Katalysator in der chemischen Industrie.

Quecksilber:
Stärkstes Metallgift in der Umwelt. Äußerst niedrige Schwellenwerte für Wasserorganismen, starke Beeinflussung des BSB_5. Besonders toxisch wirken organische Quecksilberverbindungen. Schädigung von Nieren, Leber durch anorganische Verbindungen, des Gehirns durch organische Verbindungen (Minamata-Krankheit). Verwendung in der Industrie (Chlor-Alkalielektrolyse, Farbherstellung, für Amalgame, Schaltelemente, Batterien, Katalysatoren für organische Chemikalien) und in der Landwirtschaft (Saatbeizmittel, Herbizide, Fungizide).

Silber:
Toxische Wirkung auf Bakterien und verschiedene Wasserorganismen bei sehr niedrigen Konzentrationen freier Sil-

berionen. Stabile Komplexe werden bei der biologischen Reinigung in unlösliche Verbindungen umgewandelt. Verwendung u.a. in Photolabors, für elektrolytische Überzüge und als Desinfektionsmittel.

Zink:
Ist für Mensch und Pflanze ein essentielles Element. Wasserorganismen werden aber bereits in niedrigen Konzentrationen geschädigt. Synergistische Wirkungen mit Kupfer möglich. Hemmung des biochemischen Abbaues tritt erst bei höheren Konzentrationen auf. Verwendung für die Oberflächenbehandlung, Legierungen, Farben, kosmetische und pharmazeutische Produkte, Insektizide, etc.

Zinn:
Zeigt für Mensch, Pflanze und Wasserorganismen fast keine negativen Auswirkungen. Verwendung bei der Oberflächenbehandlung, in der Schwachstromtechnik, für Pigmente, Farben, Fungizide, Insektizide.

Aktivchlor:
Gegenüber Wasserorganismen unterschiedliche Wirkung. Keimtötende Wirkung wird durch hohen Gehalt an organischen Verbindungen (Chlorzehrung) vermindert. Zusätzlich Bildung von Chloraminen. Verwendung als Desinfektionsmittel,in Kühlwasserkreisläufen, etc.

Ammoniak/Ammonium:
In Abhängigkeit vom pH-Wert und der Temperatur stellt sich jeweils ein spezielles NH_4^+/NH_3-Gleichgewicht ein. Für Fische und andere Wasserorganismen ist Ammoniak (NH_3) sehr giftig. Bei hohem pH-Wert und hohen Temperaturen nimmt dieser Anteil zu. Im Vorfluter resultiert zusätzlich ein hoher Sauerstoffbedarf, bei der Trinkwasseraufbereitung ein

erhöhter Chlorbedarf. Auf Kläranlagen sind keine negativen Auswirkungen bekannt.

Chlordioxid:
Relativ seltene Verwendung als Desinfektionsmittel.

Chloride:
Fische und andere Wasserorganismen sind relativ unempfindlich gegenüber hohen Konzentrationen. Schädigungen erst bei Extremwerten bzw. bei starken Schwankungen (osmotische Veränderungen).

Cyanide:
Die Toxizität gegenüber Wasserorganismen ist abhängig vom pH-Wert, Temperatur, O_2, gelösten Stoffen und schwankt zum Teil in größeren Bereichen. Nach Adaptation wird der biologische Abbau in Kläranlagen nicht beeinflußt. Herkunft von Kokereien, Gaswerken, Hüttenwerken, Härtereien, galvanischen und chemischen Betrieben.

Fluoride:
Höhere Konzentrationen toxisch für Fische, niedrige Wasserorganismen wesentlich unempfindlicher. Verwendung in der Stahl-, Glas- und Emailindustrie, für Instektizide, Holzschutzmittel, Kunststoffe, in der Wasseraufbereitung.

Nitrate:
Keine negativen Auswirkungen auf Wasserorganismen bekannt. Endprodukt der Nitrifikation. DÜngewirkung im Gewässer (Eutrophierung).

Nitrite:
Giftwirkungen auf Wasserorganismen wurden nur bei sehr sensiblen Fischarten festgestellt. Zwischenstufe der Stickstoffoxidation bzw. -reduktion. DÜngewirkung im Gewässer.

Phosphor:
Schadwirkungen im Gewässer wurden bisher nur durch indirekte Wirkungen festgestellt (Absterben und Sauerstoffschwund gebildeter Algenbiomassen). Maßgebliche Düngewirkung. Weitgehende Elimination aus dem Abwasser durch dritte Reinigungsstufe oder "Luxusaufnahme" in den Belebtschlamm möglich. Mittels z.B. Flockungsfiltration bis über 95 % Elimination erreichbar. Herkunft aus häuslichen und industriellen Abwässern, aber auch aus der Landwirtschaft.

Sulfate:
Negative Auswirkungen auf Wasserorganismen sind nicht bekannt. Betonkorrosion bei höheren Konzentrationen. Eventuell Hemmung der Methanfaulung bei hohen H_2S-Konzentrationen (durch Reduktion).

Sulfide:
Toxizität ist abhängig von pH-Wert und Temperatur, wodurch jeweils ein spezielles $H_2S/HS^-/S^{2-}$-Gleichgewicht eingestellt wird. Die Giftwirkung wird vor allem durch die undisoziierte Form hervorgerufen. Die Toxizität fällt mit steigendem pH-Wert. Unangenehmer Geruch und Geschmack. Herkunft aus anaeroben Prozessen sowie von Gerbereien, Papier- und chemischen Fabriken, Druckereien.

Sulfite:
Wasserorganismen werden erst bei hohen Konzentrationen beeinflußt. Rasche Reaktion mit gelöstem Sauerstoff zu Sulfat. Verwendung in der Zellstoffindustrie, Farbstoffindustrie sowie für die Abwasservorbehandlung (Chromatentgiftung).

Gesamter organischer Kohlenstoff (TOC):
Bei 4 von 5 Untersuchungen sollen im Tagesmittelwert bzw.

bei Stichprobenentnahmen die vorgegebenen Richtwerte nicht überschritten werden. Damit wird den verfahrensbedingten Streuungen der Meßwerte Rechnung getragen. Für hochkonzentrierte Abwässer ist die Reinigungsleistung festzulegen.
ntersuchungen

Chemischer Sauerstoffbedarf:
Analoge Regelung wie beim TOC.

$KMnO_4$-Verbrauch:
Dieses Verfahren erfaßt nicht sämtliche organische Verbindungen und sollte daher zukünftig nur noch als Hilfsparameter verwendet werden.

Biochemischer Sauerstoffbedarf (BSB_5):
Dieser Richtwert bezieht sich **ausschließlich** auf die organischen Kohlenstoffverbindungen (Kohlenstoff-BSB_5), die Zugabe von Nitrifikationshemmstoffen bei der Bestimmung ist erforderlich. Analoge Regelung wie beim TOC, jedoch muß grundsätzlich eine Reinigungsleistung von mind. 90 % erreicht werden.

Aromatische Amine:
Je nach vorliegender Molekülgruppe resultieren auch unterschiedliche Toxizitäten für die einzelnen Verbindungen.

Verseifbare Fette und Öle:
Relativ rascher Abbau im Gewässer und in der Kläranlage. Bei erhöhtem Anfall jedoch Betriebserschwernisse (Schwimmschlammbildung, Geruch). Herkunft von Schlachtbetrieben, TKV-Anstalten, Speiseölerzeugung, Entfettung von Textilien, Milchverarbeitung, chemischen Betrieben.

Gesamte Kohlenwasserstoffe:
Im wesentlichen sind darunter Mineralölprodukte zu verstehen. Ölfilme behindern den Gasaustausch mit der Atmosphäre, bedecken die Oberfläche von Wasserorganismen (z.B. Kiemen von Fischen), bzw. wirken in gelöster Form direkt toxisch. Zusätzliche Trägerfunktion für in Öl lösliche Schadstoffe (Tenside, Pestizide, etc.). "Verklebung" des Belebtschlammes. Ölemulsionen sind vor der Ableitung zu brechen. Rückhaltung durch Abscheideeinrichtungen am Anfallort erforderlich. Anfall in der metallverarbeitenden Industrie, in Raffinerien, Kokereien, chemischen Fabriken, Garagen, bei Oberflächenentwässerungen und Unglücksfällen.

Chlorierte Lösungsmittel:
Geringe Löslichkeit im Wasser, nur zumeist geringe biologische Abbaubarkeit bzw. Entfernungsmöglichkeit gegeben. Längerfristige Beeinträchtigung von Grundwasser. Verwendung für Reinigungszwecke, Entfettung von Metallen und Textilen.

Lipophile schwerflüchtige organische Chlorverbindungen:
Zumeist große Gefährlichkeit, getrennte Entsorgung erforderlich. Anreicherung im Fettgewebe (z.B. PCB, Hexachlorbenzol, etc.).

Organochlorpestizide:
Zumeist äußerst stabile chemische Verbindungen, die biologisch nicht oder nur schwer abbaubar sind. Anwendung in der Landwirtschaft.

Phenole:
Toxische Wirkung abhängig von Temperatur, Wasserhärte, gelöstem Sauerstoff, etc. Gegenüber niedrigeren Wasserorganismen weniger toxisch als bei Fischen. Zusätzlich Geschmacksbeeinträchtigung der Fische. Wird in biologischen

Kläranlagen praktisch vollständig abgebaut. Anfall in Kokereien, Raffinerien, chemischen Fabriken, etc.

Summe aller Detergenzien:
Herabsetzung der Oberflächenspannung. Infolge schaumbildender Wirkung (Blockierung des Gausaustausches, Schleimablösung) toxische Wirkung auf Fische und niedere Wasserorganismen. Zumeist werden nur anionaktive Detergenzien bestimmt.

2.1.4 Bisherige Erfahrungen, Probleme, Erfordernisse
Die Emissionsrichtwerte des BM.f.L.u.F., aber auch die unter Pkt. 2.2 angeführten Richtwerte der ÖNORMEN haben sich in den letzten Jahren in den Behördenverfahren weitgehend bewährt. Probleme ergaben sich im wesentlichen bei folgenden Punkten:

a) Gesamte Kohlenwasserstoffe (Indirekteinleiter):
Hier wird ein Richtwert von 20 mg/l angeführt, gleichzeitig aber auch auf die ÖNORM B 5101 verwiesen. Aus verschiedenen Untersuchungen ist bekannt, daß im Ablauf derartiger Abscheider Konzentrationen von 50 bis 100 mg/l auftreten (bei Einsatz von Kaltreinigern, Hochdruckheißwassergeräten, etc. noch wesentlich höher). Da derartige Stoffe nach Möglichkeit aber am Anfallort zurückzuhalten sind, sollte der Hinweis auf die ÖNORM B 5101 hier entfallen.

b) Durch die mit 1.1.1989 in Kraft getretenen verschärften Umweltschutzstrafbestimmungen gewinnen die Emissionsrichtwerte zusätzliches Gewicht. Generell muß derzeit davon ausgegangen werden, daß die angeführten Werte als Höchstwerte (Maximalwerte) anzusehen sind. Abwassereinleiter werden daher zukünftig besondere Sorgfalt darauf richten müssen, die vorgeschriebenen Werte einzuhalten, um nicht straffällig zu werden. Für die Behörde besteht hier die Aufgabe, klare und überwachbare Grenzwerte

festzulegen. Bei Kläranlagen besteht das Problem, daß die Ablaufqualität nicht nur durch Tages- und Wochenganglinien, sondern auch von äußeren Einflüssen, wie z.B. Witterung, extremen Niederschlagsereignissen, bakterientoxischen Abwasserinhaltsstoffen, Unglücksfällen, etc. beeinträchtigt wird, bei welchen der Kläranlagenbetreiber praktisch keine Möglichkeiten hat, verhindernd einzugreifen. Die Festlegung von Grenzwerten, die auch ein entsprechendes Streuungsmaß beinhalten, wird daher für erforderlich erachtet. Die derzeitige 80 %-Regelung erscheint hier zu unpräzise. Angaben über die Anzahl der Untersuchungen, den Untersuchungszeitraum, die Probeentnahme (mengen-, zeitproportional, Stichprobe) sowie Höchstwerte fehlen. Bei geringer behördlicher Überwachungsfrequenz könnten die diesbezüglichen Regelungen der BRD (4 von 5 Überprüfungswerten, Mittel der letzten 5 Überprüfungen) herangezogen werden (SCHLEYPEN, 1988). Ab 12 amtlichen Beprobungen pro Jahr könnte z.B. von folgendem Schema ausgegangen werden:

Jahresmittelwert (x) $\leq$ Sollwert (Richtwert BM.f.L.u.F.)

Jahresmittelwert (x)+ Standardabweichung (s) $\leq$ Überwachungswert (z.B. 1,5 x Sollwert)

Maximalwert $\leq$ Höchstwert (z.B. 2 x Sollwert bzw. Überwachungswert)

Die Vorschreibung eines Höchstwertes ermöglicht hier ein kurzfristiges behördliches Eingreifen bei massiven Sollwert-Überschreitungen. Generell sollten alle 3 Grenzwerte eingehalten werden. Die Bildung des Mittelwertes trägt zusätzlich dem Prinzip der Reduktion der Restfrachten Rechnung. Eine derartige Festlegung sollte für folgende Parameter erfolgen: TOC, BSB_5, CSB, NH_4-N, PO_4-P, Gesamt-P, ungelöste Stoffe, absetzbare Stoffe. Beim NH_4-N sollte auch der Tagesspitzenwert erfaßt

werden (Stichprobe).
Entscheidend ist die Probeentnahme bei diesen Überwachungen. Bei kleinen Anlagen müßte vorerst von einer Stichprobe (qualifizierte Stichprobe) oder einer 2-Stundenmischprobe ausgegangen werden. Mittlere und größere Kläranlagen sollten ein automatisches Probeentnahmegerät besitzen, mit welchem nach Möglichkeit mengenproportionale Tagesmischproben entnommen werden sollten. Probeentnahmegerät und Mengenmeßeinrichtung sind dabei periodisch durch eine Fachfirma überprüfen zu lassen.

Die Vorschreibung von Emissionsgrenzwerten ist jedoch nur dann voll wirksam, wenn auch eine entsprechende Überwachung der Einhaltung sichergestellt wird. Diesbezüglich ist sowohl eine Eigen- als auch Fremdüberwachung erforderlich. Im Bundesland Burgenland werden z.B. alle Kläranlagen zumindest 2 mal wöchentlich, im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees sogar an allen Werktagen amtlich hinsichtlich der Ablaufqualität überprüft. Dadurch konnte z.B. im Jahre 1988 gegenüber dem Vorjahre die abgeleitete CSB-Fracht um 100 t/a (10 %), die NH_4-N-Fracht um 46 t/a (28 %) herabgesetzt werden. Im Jahresmittel wurde ein CSB von 26,1 mg/l, ein NH_4-N-Gehalt von 3,0 mg/l und ein NO_3-N-Gehalt von 7,2 mg/l erzielt.

c) Kläranlagen mit hohem Fremdwasseranteil weisen im Regelfall sehr niedrige Ablaufkonzentrationen auf. In Bezug auf das Gewässer sollte hier aber auch die abgeleitete Restfracht betrachtet werden. Möglichkeiten zur Leistungsbeurteilung und zum Leistungsvergleich von Abwasserreinigungsanlagen liegen derzeit in einem Entwurf eines ÖWWV-Arbeitsbehelfes vor (ÖWWV, 1988).

d) Die Richtwerte für die organischen Summenparameter wurden für abgesetzte Proben festgelegt. Im Sinne einer

gesamthaften Emissonserfassung sollten aber auch die abgesetzten Stoffe miterfaßt werden.

e) Im Hinblick auf einen weitgehenden Nährstoffrückhalt in den Kläranlagen sollten auch Emissionsrichtwerte für NH_4-N und NO_3-N aufgenommen werden. Zukünftig werden auch in diesem Bereich erhöhte Anforderungen zu stellen sein.

f) Detergenzien:
Derzeit werden von der Arbeitsgemeinschaft "Hygiene und Umwelt" umfangreiche Untersuchungen und Erhebungen zur Tensidbelastung und -untersuchung vorgenommen.Die Ergebnisse dieser Arbeiten sollten bei einer Überarbeitung berücksichtigt werden.

2.2 ÖNORMEN

Bereits vor der Veröffentlichung der Richtlinien des BM.f.L.u.F. wurden vom Österreichischen Normungsinstitut insgesamt 11 branchenspezifische ÖNORMEN über Anforderungen an die Beschaffenheit abzuleitender Abwässer erstellt. Nunmehr bestehen bereits 17 derartige ÖNORMEN bzw. ÖNORM-Entwürfe (siehe Tab. 4, Anhang). Mit diesen ÖNORMEN soll es ermöglicht werden, im Detail auf branchenspezifische Verhältnisse einzugehen und die im jeweiligen Falle erforderlichen Anforderungen bei der Ableitung von Abwässern festzulegen. Die Normen werden dabei unter Berücksichtigung des Gewässerschutzes, des jeweiligen Standes der Technik und unter Bedachtnahme auf die wirtschaftliche Zumutbarkeit erstellt. Als dem derzeitigen Stand der Technik entsprechend werden Anlagen, Einrichtungen und Verfahren zur Abwasserbehandlung angesehen, die sich im betrieblichen Einsatz bereits bewährt haben. Eine periodische Überarbeitung der Normen im Abstand von mehreren Jahren stellt sicher, daß diese Anfor-

derungen regelmäßig den aktuellen Bedürfnissen angepaßt werden können.

Behördliche Vorschreibungen sollen durch diese ÖNORMEN aber nicht vorweg genommen werden, da im Einzelfall Vorfluter, Schmutzfracht, betriebliche Verhältnisse sowie sonstige Rahmenbedingungen (z.B. Klärschlammverwertung) berücksichtigt werden müsen. Diese ÖNORMEN enthalten ebenso nur **Richtwerte** (Emissionswerte) für die Beschaffenheit von Abwässern an der Einleitstelle. Dabei wird unterschieden zwischen der direkten Einleitung in einen Vorfluter (Direkteinleiter) und der Einleitung in ein öffentliches Schmutzwasser- oder Mischwasserkanalnetz mit angeschlossener Abwasserreinigungsanlage. Weiters wird in den Normen darauf hingewiesen, daß eine Verdünnung der Abwässer zur Einhaltung der Richtwerte unzulässig ist.

Eine vereinfachte Zusammenstellung der derzeit in ÖNORMEN festgelegten Richtwerte für Abwassereinleitungen ist im Anhang in den Tabellen 5 und 6 aufgeführt. Zum Vergleich wurden auch die betreffenden Richtwerte der Richtlinie des BM.f.L.u.F. eingetragen. Aus der Tabelle 5 (Direkteinleiter) ist ersichtlich, daß vor allem bei den ÖNORMEN neueren Datums die Richtwerte des BM.f.L.u.F. weitgehend berücksichtigt wurden. Abweichungen bestehen generell beim pH-Wert, bei Sulfiden und Fluoriden, vereinzelt bei einigen Schwermetallen, fallweise bei Aktivchlor, dem CSB, BSB_5, Phenolen sowie bei ungelösten und absetzbaren Stoffen. Positiv ist anzumerken, daß fallweise auch für sonstige Parameter, die in der Emissionsrichtlinie nicht enthalten sind, Richtwerte angegeben werden. Dies betrifft u.a. auch wassergefährdende Stoffe.

Aus Tabelle 6 (Indirekteinleiter) geht hervor, daß auch in diesem Bereiche eine gewisse Übereinstimmung mit den Richtwerten des BM.f.L.u.F. besteht, aber hier doch etwas größere Abweichungen vorliegen. Dies betrifft die Parameter Temperatur, pH-Wert, einige Schwermetalle, Sul-

fide, Sulfite, Phenole sowie absetzbare Stoffe. Auch hier werden fallweise sonstige Parameter, insbesondere für wassergefährdende Stoffe, zusätzlich angeführt.

Durch die Herausgabe der branchenspezifischen ÖNORMEN wird aber nicht nur eine Ergänzung der Richtlinien des BM.f.L.u.F., sondern auch eine gewisse Beschneidung des Geltungsbereiches dieser Richtlinien, die ja generell für alle Abwassereinleitungen angewendet werden sollen, geschaffen. Längerfristig gesehen könnte dadurch die Richtline des BM.f.L.u.F. hinsichtlich des Geltungsbereiches auf kommunale Abwässer und Sonderfälle beschränkt werden.

Weitere Emissionsrichtwerte sind u.a. auch in der ÖNORM B 2502 "Kleinkläranlagen" und den ÖNORMEN B 5101, B 5103 und B 5104 enthalten. Auf diese und weitere wird hier nicht näher eingegangen.

2.3 Sonstige Gesetze, Verordnungen, Regelblätter

Neben den vorhin angeführten bundesweit gültigen Richtlinien und Normen bestehen in den Bundesländern Kanalgesetze, in welchen zum Teil ebenfalls Emissionsgrenzwerte für Indirekteinleiter enthalten sind. Im Detail wird hier auf die betreffenden Gesetze verwiesen.

Unter anderem wird hier auch die CKW-Anlagen-Verordnung (derzeit im Begutachtungsstadium) angeführt, in welcher Begrenzungen für die Ableitung halogenierter Kohlenwasserstoffe vorgesehen sind.

Hinweise auf welchem Wege die in den Emissionsrichtlinien angeführten Richtwerte erreicht und eingehalten werden können sind in einigen ÖWWV-Regelblättern enthalten.

3. IMMISSIONSRICHTLINIEN IN ÖSTERREICH

Bereits vor Veröffentlichung der Richtlinien für die Begrenzung von Abwasseremissionen erkannte man, daß diese

Begrenzungen alleine als Regelinstrument für Gewässereinwirkungen nicht ausreichend sein können. Eine Entscheidungshilfe für die Beurteilung der Zulässigkeit von Abwassereinleitung in ein Gewässer durch die Festlegung von Mindestqualitätsanforderungen bzw. Immissionsbegrenzungswerten war dringend erforderlich. Nach mehrjährigen Arbeiten wurde sodann im Jahre 1987 die sogenannte "Immissionsrichtlinie" veröffentlicht.

3.1 Vorläufige Richtlinie für die Begrenzung von Immissionen in Fließgewässern (BM.f.L.u.F., 1987)

3.1.1 Allgemeines

Längerfristiges Ziel des Gewässerschutzes in Österreich ist es, in allen Gewässern eine der biologischen Gewässergüteklasse II entsprechende Lebensgemeinschaft zu erreichen bzw. zu erhalten. Gewässer mit noch besserer Wasserbeschaffenheit müssen aber derart erhalten bleiben. Ursprünglich war die Festlegung von 2 Gütestufen vorgesehen, wodurch eine Differenzierung der Immissionswerte nach Ausgangssituationen und Zeithorizonten ermöglicht wäre. Zur Vermeidung von Konflikten in der Beurteilung wurden sodann einheitliche Begrenzungwerte ähnlich der Schweizer "Verordnung über Abwassereinleitungen" festgelegt (STADLER, 1988).

Da Gewässer nicht von sich aus auf festgelegte Immissionswerte reagieren müssen für deren Einhaltung Steuerungssysteme festgelegt werden. Die Richtlinie fordert daher, daß jeweils alle Elemente einer Einwirkung und der damit verbundenen Auswirkungen auf das Gewässer sorgfältig geprüft werden. Dabei ist ein rechnerischer Bezug auf Vorbelastung, Einwirkung und einer Bezugswasserführung für die Gewässerverträglichkeit von Einwirkungen herzustellen. Somit wurden auf die Begrenzung von Emissionen abgestimmte Immissionsschutzwerte festgelegt. Durch diesen direkten Zusammenhang ist es auch erforderlich, die Meßver-

fahren aufeinander abzustimmen. Biologische Kriterien zur Beurteilung der Gewässergüte "Biologische Güteklasse, Saprobienindex" wurden nicht aufgenommen, da ein rechnerischer Bezug zur Emission fehlt. Lediglich der Parameter Toxizität wurde berücksichtigt. Ebenso blieben auch bakteriologische Maßzahlen unberücksichtigt. Für die Beurteilung der Eignung von Gewässern für Badezwecke sind aber selbstverständlich die betreffenden Anforderungen zu erfüllen. Die mit den Experten der Länder erarbeitete Richtlinie stellt für Österreich Neuland dar. Sie wurde daher vorerst als "Vorläufige Richtlinie" in Geltung gesetzt. Die bei der Umsetzung gewonnenen Erfahrungen sollen sodann vor ihrer Definitivsetzung eingearbeitet werden.

3.1.2 Inhalt der Richtlinie

Die wesentlichen Grundsätze und Inhalte der Richtlinie (Abschnitt A) werden im folgenden kurz angeführt:

- Gewässer sind als funktionierender Lebensraum zu erhalten, menschliche Nutzungsansprüche sind zu sichern.
- Eine Rückhaltung gewässerverunreinigender Stoffe ist erforderlich (Emissionsrichtlinie).
- Gewässerschutzmaßnahmen werden nicht nur durch die Reinhaltetechnik bestimmt, Gewässerüberlastungen müssen verhindert werden.
- Die Richtlinie beinhaltet Bedingungen für die Beschränkung von Einwirkungen auf Fließgewässer und Flußstauhaltungen und ist auf diese anzuwenden.
- Die Anwendung strengerer Maßstäbe für z.B. besonders schutzbedürftige Gewässer wird nicht behindert.
- Die Ausschöpfung eines "Freiraumes" zwischen Anforderungen und tatsächlicher Beschaffenheit

durch Herabsetzung der Reinhaltemaßstäbe ist nicht zulässig.

- Die Anforderungen der Richtlinie stellen einen derzeitigen **Mindestrahmen** für die zu erhaltende oder anzustrebende Wasserbeschaffenheit dar. Diese Anforderungen sind nicht endgültig, Änderungen oder Ergänzungen sind möglich.

- Die Richtlinientabelle ist auf eine Auswahl von Parametern beschränkt. Bei möglichen Einwirkungen sonstiger Stoffe ist sinngemäß vorzugehen.
- Besonderes Augenmerk ist Stoffen mit hoher Schädlichkeit zu widmen, wie z.B.Schwermetalle, halogenierte Kohlenwasserstoffe, Mineralöle und -produkte, Aldehyde, Alkohole, Ester, S- und N-haltige Kohlenwasserstoffe, aromatische und heterozyklische Verbindungen, Phenole, Laugen, Säuren, Biozide und Gifte. Vermeidungsmaßnahmen sind bereits am Anfallort zu treffen, Emissionen sind streng zu begrenzen.
- Bei Auftreten besonders gefährlicher Einzelstoffe ist die Herkunft, Zusammensetzung und Wirkung festzustellen und sind Abhilfemaßnahmen zu treffen.
- Die Anforderungen der Richtlinie sollen bei **jeder** Wasserführung eingehalten werden. Ausnahmen: Unfälle, extreme Abflußereignisse, etc.
- Für Gewässer, deren Wasserbeschaffenheit den Anforderungen nicht entspricht, geben die Anforderungen **Zielvorstellungen** für die **Sanierung** vor.
- Auch bei vorliegenden hohen Grundbelastungen

aus diffusen Quellen (natürlich und zivilisatorisch bedingt) sind Möglichkeiten zur Belastungsminderung zu suchen. Derartige Grundbelastungen schränken weitere Einwirkungen ein bzw. schließen diese aus.

- Jede bewilligungspflichtige Maßnahme mit Auswirkung auf die Gewässerbeschaffenheit ist auf Vereinbarkeit mit den Anforderungen zu prüfen und zu beurteilen.
- Die Prüfung hat sich auf die unmittelbar betroffene Gewässerstrecke und auf mögliche überörtliche Auswirkungen zu beziehen.
- Als Bezugswasserführung ist der mittlere Durchfluß $Q_{95\ \%}$ festgelegt (Durchfluß im Niederwasserbereich, der an 18 Tagen im Jahr erreicht oder unterschritten wird).
- Ist der Aufwand für eine exakte Erfassung der Basisdaten (Bezugswasserführung, Vorbelastung) unverhältnismäßig groß, so ist eine sachverständige Prüfung und Beurteilung auch auf Grund überschlägiger Ermittlungen zulässig.
- Inwiefern strengere Maßstäbe durch spezielle Verhältnisse (ökologische, hydrologische, hydrochemische, wasserwirtschaftliche) oder synergistische Wirkungen von Schadstoffen erforderlich sind, ist ebenso zu prüfen.
- Für die Umsetzung der Richtlinie ist eine Überwachung der Wasserbeschaffenheit der Gewässer unbedingt erforderlich.
- Überwachung und Beurteilung auf Einhaltung der Anforderungen sind auf kritische Zustände auszurichten (Niederwasserführung).
- Die Untersuchungen sind gemäß den ÖNORMEN, DIN-Normen bzw. DEV vorzunehmen.

Im Abschnitt B der Richtlinie werden sodann für 29 Parameter Immissionswertfestlegungen getroffen (siehe Anhang, Tabelle 1 bis 3). Die Parameter sind gegliedert in allgemeine, anorganische und organische Parameter. Im Vergleich mit Trinkwasserqualitätsregelungen, die hier nicht weiter behandelt werden sollen, finden sich in der Richtlinie nur wenige Festlegungen für organische Inhaltsstoffe. Dies liegt u.a. darin, daß in Abwässern und Gewässern eine Vielzahl organischer Substanzen im Spurenbereich vorhanden ist, deren Bestimmung überaus aufwendig ist. Darüber hinaus sollte getrachtet werden, daß derartige Stoffe gar nicht ins Abwasser gelangen. Immissionswerte könnten hier eventuell unerwünschte "Freiräume" schaffen. Bezüglich näherer Erläuterungen zu den einzelnen Parametern wird auf Pkt. 2.1.3 verwiesen.

3.1.3 Bisherige Erfahrungen, Probleme, Erfordernisse

Da die gegenständlichen Richtlinien erst vor 2 Jahren veröffentlicht wurden, liegen bis dato erst wenige konkrete Erfahrungen mit der Anwendung umd Umsetzung vor. Bisher traten u.a. folgende Problempunkte auf:

a) Fehlende Basisdaten:
   Vor allem bei kleineren Fließgewässern fehlen entsprechende Abflußmeßstellen und Gewässergüteuntersuchungen. Für die Bezugswasserführung muß oftmals MNQ herangezogen werden. Gewässergüteuntersuchungen wurden wohl in den letzten Jahren intensiviert, ausreichendes Datenmaterial fehlt aber noch in vielen Fällen. Die Beprobung speziell auf Niederwasserführungen auszurichten scheitert meist in der Praxis.
b) Die Festlegung zulässiger Einwirkungen bei einem einzigen Einleiter ist relativ gut durchführbar. Schwierigkeiten ergeben sich jedoch bei mehreren Einleitungen, die sich gegenseitig beeinflussen. Die noch zulässige Restfracht muß sodann nach einem

festzulegenden Schlüssel aufgeteilt werden.

c) Bei hohen natürlichen bzw. durch landwirtschaftliche Nutzung bedingten Grundbelastungen ist bei kleinen Vorflutern trotz bester Reinigungstechnik die Errichtung einer Kläranlage wirtschaftlich nicht mehr zumutbar oder von den Anforderungen her überhaupt ausgeschlossen. Bei Ableitung der Abwässer in einen größeren Vorfluter könnten z.B. aber die Emissionswerte wesentlich höher angesetzt werden. Im Hinblick auf eine weitgehende Reduktion der abgeleiteten Schmutzfrachten wäre dies aber eigentlich als nachteilig zu bewerten.

d) In Einzelfällen wurde bereits versucht, den "Freiraum" durch verminderte Reinhaltungsmaßnahmen auszuschöpfen. Hier bestehen sicherlich Probleme in der Durchsetzbarkeit von Reinhaltungsforderungen in Konkurrenz mit wirtschaftlicher Zumutbarkeit udgl.

e) Eine Vereinheitlichung der Untersuchungen und eine Intensivierung wurde bereits sukzessive vorgenommen, stößt aber zunehmend auf personelle und finanzielle Probleme.

4. ZUKÜNFTIGE ANFORDERUNGEN

Das Robbensterben, die Algenblüte und Badeverbote an den Küsten im letzten Jahre zeigten, daß über die Fließgewässer auch bereits die Meere überaus stark mit biologisch schwer abbaubaren und eutrophierenden Stoffen belastet sind. Zur Verbesserung dieser Situation, die in unserem Falle vorwiegend Auswirkungen im Schwarzen Meer hat, wird es erforderlich sein, zukünftig die Emissionen weiter herabzusetzen. Dies betrifft in erster Linie nicht die Emissionsrichtwerte, sondern vielmehr die emittierten Frachten. Neben Grenzwerten sollten daher zukünftig auch maximale Ableitungsfrachten vorgeschrieben werden. Die wirkungsvollsten Maßnahmen dabei sind (ATV, 1989):

- Bau der fehlenden Kläranlagen
- Instandhaltung und Sanierung bestehender Kanalisationsanlagen
- Reduzierung des Eintrages gefährlicher Stoffe
- Verringerung des Nährstoffeintrages durch
  - P- und N-Elimination auf Kläranlagen
  - Ausbau der Regenwasserbehandlungsanlagen
  - Durchgreifende Maßnahmen bei der Landwirtschaft

Bei Neuerrichtung von Kanalisations- und Abwasserreinigungsanlagen sollten daher bereits jetzt die zukünftigen Anforderungen mitberücksichtigt werden. Die Emissionsrichtlinien sollten hinsichtlich NH_4-N und NO_3-N sowie durch weitere Schadstoffparameter ergänzt werden. Eine periodische Überarbeitung dieser Richtlinien sowie der Immissionsrichtlinien zur Anpassung an die aktuellen Erfordernisse und dem Stand der Technik wird für zweckmäßig erachtet. Ebenso wie die "wassergefährdenden Stoffe" sollten die beiden oben angeführten Richtlinien im Wasserrechtsgesetz verankert werden.

Neben den Anforderungen für Fließgewässer sind auch Güteanforderungen für Grundwasser erforderlich. Diesbezügliche Emissionsstandards fehlen ebenso.

Die Emissions- und Immissionsüberwachung muß weiter verstärkt werden. Das Abwasserabgabengesetz hat diesbezüglich in der BRD wesentlich zur Intensivierung beigetragen. Eine Verbesserung der Probeentnahmeeinrichtungen ist hier eine Voraussetzung. Ebenso besteht auch die Notwendigkeit, die wasserrechtlichen Bescheide im Hinblick auf die aktuellen Erfordernisse und das neue Umweltschutzstrafrecht zu überprüfen und anzupassen.

5. LITERATUR

ATV: Flockungsfiltration für kommunale Kläranlagen? KA 36 (1989) 4-8.

BM.f.L.u.F.: Richtlinien für die Begrenzung von Abwasseremissionen (1981).

BM.f.L.u.F.: Vorläufige Richtlinie für die Begrenzung von Immissionen in Fließgewässern (1987).

v.d.EMDE, W.,: MATSCHE, N. Interpretation ausländischer Gewässergüteleitlinien hinsichtlich ihrer Anwendung unter österreichischen Verhältnissen - Richtwerte für Abwsseremissionen WWK des BM.f.L.u.F., Wien, 1976.

ÖWWV: ÖWWV-Arbeitsbehelf (Regelblatt): Leistungsbeurteilung und Leistungsvergleich von Abwasserreinigungsanlagen (Entwurf Oktober 1988).

SCHLEYPEN, P.: Einhaltung von Überwachungswerten bei kommunalen Kläranlagen. KA 35 (1988) 908-913.

SCHWEIZERISCHE BUNDESRAT: Verordnung über Abwassereinleitungen (8.12.1975).

STADLER, R.: Die Immissionsrichtlinie - ein Instrument zur Reinhaltung der Fließgewässer. ÖWW 40 (1988) 213-220.

SPATZIERER Gerhard, Dipl.Ing.
Amt der Burgenländischen Landesregierung
Abt. XIII/3-Gewässeraufsicht
7041 Wulkaprodersdorf

6. ANHANG

Tabelle 1: Emissionsrichtwerte für Abwassereinleitungen und Immissionsrichtwerte für Fließgewässer (BM.f.L.u.F., 1981 bzw. 1987); Allgemeine Parameter.

Parameter	Immissionsrichtwerte (Qualitätsziele) für Fließgewässer und Flußstaue. Durch Einwirkung soll	Anforderungen an Einleitungen in ein Gewässer	Anforderungen an Einleitungen in eine öffentliche Kanalisation
1. Temperatur	ein Temperaturanstieg über die natürliche Temperatur von 3 °K und die Temperatur von 21 °C bei frei fließenden Gewässern der Salmonidenregion, sonst von 25 °C, nach Durchmischung nicht überschritten werden.	30 °C	30 °C
2. Sichttiefe		50 cm für kommunale Abwässer; 30 cm für betriebliche Abwässer mit nicht absetzbaren Stoffen.	-
3. Farbe	keine unnatürliche Verfärbung wahrnehmbar sein.	Durch Einleitung von Abwässern sollen sich keine verfärbten Abwasserfahnen ausbilden und bei erfolgter Durchmischung soll sich im Gewässer keine mit freiem Auge wahrnehmbare Verfärbung zeigen.	Farbstoffhaltige Abwässer sollen nur dann abgeleitet werden, wenn sich nach Abwasserreinigung keine Verfärbung im Gewässer zeigt.
4. Geruch	kein anormaler Geruch wahrnehmbar sein.	Durch Abwassereinleitung soll sich der Geruch gegenüber dem natürlichen Zustand nicht verändern.	Der Geruch soll zu keinen Unannehmlichkeiten Anlaß geben.
5. Toxizität	keine toxische Beeinflussung der aquatischen Lebensgemeinschaften, keine Verarmung oder Verödung der Biozönose stattfinden.	Das Abwasser soll bei 5facher Verdünnung auf Versuchsfische innerhalb von 24 Stunden nicht toxisch wirken. Zusätzliche Toxizitätstests können von Fall zu Fall in Betracht gezogen werden.	Abzuleitende Abwässer sollen derart beschaffen sein, daß weder die biologischen Vorgänge, insbesondere die Sauerstoffzehrung in biologischen Reinigungsanlagen, gehemmt noch die Schlammqualität bzw. der Betrieb der Schlammbehandlungsanlagen nachteilig beeinflußt werden, noch eine Gefährdung durch Bildung von gesundheitsschädlichen Gasen auftritt.
6. Salzgehalt		Ist in Sonderfällen festzusetzen.	Durch den Salzgehalt sollen Kanalisations- und Abwasserreinigungsanlagen und deren Betrieb nicht nachteilig beeinflußt werden.
7. Gesamte ungelöste Stoffe	keine Trübungszunahme auftreten.	30 mg/l; 50 mg/l für betriebl. Abwässer mit vorwiegend ungelösten anorganischen Stoffen (Membranfilter 0,45 µm).	Durch ungelöste Stoffe sollen Kanalisationsanlagen und deren Betrieb nicht nachteilig beeinflußt werden.
8. Absetzbare Stoffe	keine Verschlammung auftreten, die zur Überdeckung von Steinen, zur Verschüttung von Biozönosen und Hemmung der Primärproduktion führt.	0,3 ml/l bei einer Absetzzeit von 2 Stunden	10 ml/l
9. pH-Wert	der natürliche Zustand nicht beeinträchtigt werden (d.h. der Bereich von 6,5 - 8,5 nicht unter- bzw. überschritten werden);	6,5 - 8,5 Zur Verhinderung einer unerwünschten Aufsalzung kann in gewissen Fällen das Säurebindungsvermögen eines Gewässers ausgenützt werden.	6,5 - 9,5
10. Sauerstoffgehalt	der Sauerstoffsättigungswert von 80 % nicht unterschritten werden.	Ist in Sonderfällen festzulegen.	-

Tabelle 2: Emissionsrichtwerte für Abwassereinleitungen und Immissionsrichtwerte für Fließgewässer (BM.f.L.u.F., 1981 bzw. 1987); Anorganische Stoffe.

Parameter	Immissionsrichtwerte (Qualitätsziele) für Fließgewässer und Flußstaue	Anforderungen an Einleitungen in ein Gewässer	Anforderungen an Einleitungen in eine öffentliche Kanalisation
	Die Werte für die Parameter 11 - 26 umfassen die Summe der gelösten und ungelösten Anteile, sofern nicht ausdrücklich nur die gelösten angeführt werden.		
	Durch Einwirkung sollen außerhalb der unmittelbaren Durchmischungszone (Probe aus dem Freiwasser) folgende Werte nicht überschritten werden:		
11. Aluminium	-	10 mg Al/l	Durch Pkt. 8 begrenzt
12. Arsen	-	0,1 mg As/l	0,1 mg As/l
13. Barium	-	10 mg Ba/l	10 mg Ba/l (gelöst).
14. Blei	0,05 mg Pb/l	1,0 mg Pb/l	1,0 mg Pb/l
15. Bor	-	Ist in Sonderfällen festzulegen.	Ist in Sonderfällen festzulegen.
16. Cadmium	0,001 mg Cd/l	0,1 mg Cd/l	0,1 mg Cd/l
17. Chrom-III	0,05 mg Cr/l (gesamt)	2,0 mg Cr-III/l	2,0 mg CrIII/l
18. Chrom-VI		0,1 mg Cr-VI/l	0,1 mg Cr-VI/l, in Sonderfällen 0,5 mg Cr_{VI}/l
19. Eisen	-	2,0 mg Fe/l	Klärtechnisch begrenzt
20. Kobalt	-	2,0 mg Co/l	2,0 mg Co/l
21. Kupfer	0,01 mg Cu/l	1,0 mg Cu/l	1,0 mg Cu/l
22. Nickel	0,03 mg Ni/l	2,0 mg Ni/l	2,0 mg Ni/l
23. Quecksilber	0,0005 mg Hg/l	0,01 mg Hg/l	0,01 Hg/l
24. Silber	-	0,1 mg Ag/l	0,1 mg Ag/l
25. Zink	0,1 mg Zn/l	3,0 mg Zn/l	3,0 mg Zn/l
26. Zinn	-	2,0 mg Sn/l	2,0 mg Sn/l
27. Aktivchlor	-	0,2 mg Cl_2/l	3,0 mg Cl_2/l
28. Gesamtammoniak	0,5 mg $(NH_4^+ + NH_3)$-N/l	Ist im Einzelfall festzulegen	-
(Ammoniak/ Ammonium)	als Maximalwert, sonst begrenzt durch NH_3-N		
Freies Ammoniak	0,05 mg NH_3-N/l	-	-
29. Chlordioxid	-	0,1 mg ClO_2/l	-
30. Chloride	100 mg Cl^-/l	Ist im Einzelfall festzulegen.	-
31. Cyanide (durch Chlor zerstörbar)	0,01 mg CN^-/l	0,1 mg CN^-/l	1,0 mg CN^-/l
32. Fluoride	1,0 mg F^-/l	10 mg F^-/l	20 mg F^-/l
33. Nitrate	8,0 mg NO_3-N/l	Ist im Einzelfall festzulegen.	-
34. Nitrite	0,05 mg NO_2-N/l	1,5 mg NO_2-N/l	5 mg NO_2-N/l
35. Phosphor	0,2 mg P/l (gelöst) Im Einzugsgebiet von Seen und bei Stauhaltungen ist diese Anforderung zu verschärfen.	Ist im Einzelfall festzulegen. Die Konzentration an Gesamtphosphor soll bei 80 % von vergleichbaren Untersuchungen im 24-Stunden-Mittel 1 mg P/l nicht übersteigen. Bezogen auf abgesetztes Abwasser soll die Elimination im 24-Stunden-Mittel mind. 85 % betragen.	-
36. Sulfate	100 mg SO_4^{-2}/l	Ist im Einzelfall festzulegen.	Kanaltechn. begrenzt Siehe ÖNORM B 2503 Tab. 3
37. Sulfide	-	0,1 mg S^{2-}/l	1,0 mg S^{2-}/l
38. Sulfite	-	1,0 mg SO_3^{2-}/l	10 mg SO_3^{2-}/l

Tabelle 3: Emissionsrichtwerte für Abwassereinleitungen und Immissionsrichtwerte für Fließgewässer (BM.f.L.u.F. 1981 bzw. 1987); Organische Parameter

Parameter	Immissionsrichtwerte (Qualitätsziele) für Fließgewässer und Flußstaue. Durch Einwirkung sollen außerhalb der unmittelbaren Durchmischungszone folgende Werte nicht überschritten werden:	Anforderungen an Einleitungen in ein Gewässer	Anforderungen an Einleitungen in eine öffentliche Kanalisation
		Die Werte für die organischen Summenparameter 39 - 42 beziehen sich auf die abgesetzte Probe.	
39. Gesamter organischer Kohlenstoff (TOC bzw. DOC)	DOC: 2 mg C/l (filtrierte Probe, Membranfilter 0,45 µm)	TOC: 25 mg C/l mittlere Ablaufkonzentration über 24 Stunden. Dieser Wert soll in 80 % aller Fälle nicht überschritten werden. Bei Stichprobenentnahmen sollen 80 % aller Werte unter 30 mg C/l liegen. Bei hochkonzentrierten Abwässern ist die Reinigungsleistung maßgebend, die im Einzelfall festzulegen ist.	-
40. Chemischer Sauerstoffbedarf (CSB)	10 mg O_2/l (gesamte Probe)	75 mg O_2/l Mittlere Ablaufkonzentration über 24 Stunden. Dieser Wert soll in 80 % aller Fälle nicht überschritten werden. Bei Stichprobenentnahmen sollen 80 % aller Werte unter 90 mg O_2/l liegen. Bei hochkonzentrierten Abwässern ist die Reinigungsleistung maßgebend, die im Einzelfall festzulegen ist.	-
41. $KMnO_4$-Verbrauch	-	Fallweise Vorschreibung als Hilfsparameter	-
42. Biochemischer Sauerstoffbedarf (BSB_5)	3,0 mg O_2/l (gesamte Probe mit Nitrifikationshemmung)	20 mg O_2/l Mittlere Ablaufkonzentration über 24 Stunden. Dieser Wert soll in 80 % aller Fälle nicht überschritten werden. Bei Stichprobenentnahmen sollen 80 % aller Werte unter 25 mg O_2/l liegen. In Reinigungsanlagen soll die BSB_5-Abnahme mind. 90 % betragen.	-
43. Aromatische Amine	-	Wegen der unterschiedlichen Toxizität der zahlreichen Verbindungen ist im Einzelfall ein Wert festzulegen.	
44. Verseifbare Fette u. Öle	-	20 mg/l	100 mg/l
45. Gesamte Kohlenwasserstoffe	0,1 mg/l	10 mg/l	20 mg/l. Bei Einleitung über Mineralölabscheider nach ÖNORM B 5101 sollen die dort festgelegten Bestimmungen eingehalten werden.
46. Chlorierte Lösungsmittel	-	0,1 mg Cl/l	0,5 mg Cl/l
47. Lipophile schwerflüchtige organische Chlorverbindungen	-	Einleitung soll unterbleiben.	Einleitung soll unterbleiben.
48. Organochlorpestizide	-	Einleitung soll unterbleiben.	Einleitung soll unterbleiben.
49. Phenole	0,005 mg/l	0,1 mg/l	20 mg/l
50. Summe aller Detergentien	0,2 mg/l	2,0 mg/l	Detergentien sollen Kanalisations- und Abwasserreinigungsanlagen und deren Betrieb nicht nachteilig beeinflussen.

Tabelle 4: Branchenspezifische ÖNORMEN für Anforderungen an die Beschaffenheit abzuleitender Abwässer (Stand: 1.1.1989).

ÖNORM M 6202: Anforderungen an die Beschaffenheit abzuleitender Abwässer aus .....
.... eisenerzeugenden und -verarbeitenden Betrieben (9.81).

ÖNORM M 6203: .... oberflächenbehandelnden Betrieben (5.87)

ÖNORM M 6204: .... Wasseraufbereitungsanlagen (3.77)

ÖNORM M 6205: .... Milcherfassungs- und Milchverarbeitungsbetrieben (10.77)

ÖNORM M 6206: .... Gerbereien, Lederfabriken und Pelzzurichtereien (7.88)

ÖNORM M 6207: .... Brauereien und Mälzereien (9.81)

ÖNORM M 6208: .... Schlachthöfen und fleischverarbeitenden Betrieben (7.78)

ÖNORM M 6209: .... Kühlsystemen (9.84)

ÖNORM M 6210: .... Photoanstalten und graphischen Betrieben (6.88)

ÖNORM M 6211: .... sauergemüse- und sauerkrauterzeugenden Betrieben (9.81)

ÖNORM M 6212: .... Krankenhausanstalten und sonstigen medizinischen Einrichtungen (2.83)

ÖNORM M 6214, Teil 1:... Anlagen zur Beschichtung unter Verwendung von Anstrichmitteln einschließlich der Mittel zur Pulverbeschichtung (8.88)
(Entwurf)

ÖNORM M 6221:.... Werkstättenfür Fahrzeuge, Maschinen und Geräte (9.81)

ÖNORM M 6223: ... Textilveredlungsbetrieben (3.80)

ÖNORM M 6224: ... Betrieben zur Gewinnung, Aufbereitung, Be- und Verarbeitung von Steinen und Erden (4.79)

ÖNORM M 6226: ... Papier und Pappe erzeugenden Betrieben (8.86)

ÖNORM M 6227: ... Dampferzeugern (11.83)

Tabelle 5: Branchenspezifische Richtwerte für die Einleitung von Abwässern aus Betrieben in ein Gewässer (Stand 1.1.1989).
Angaben in ( ) beziehen sich auf ÖNORM-Entwürfe bzw. sind aus anderen Angaben abgeleitet.

ÖNORM	M 8202	8203	8204	8205	8206	8207	8208	8209	8210	8211	8212	8214	8221	8223	8224	8226	8227	Emissionsrichtwert BM.f.L.u.F. 9.81
Ausgabedatum	9.81	1.87	3.77	10.77	7.88	9.81	7.78	9.84	6.88	9.81	2.83	(6.88)	9.81	3.80	4.79	8.86	11.83	
Parameter																		
Temp. °C	30	30	-	30	30	30	30	30	30	30	30	-	30	30	30	30	30	30
Ungel.St. mg/l	50	-	-	30	-	30	-	-	-	30	-	(15)	-	30	60-100	40-70	-	30/50
Absetzb.St. ml/l	0/0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,5	0,3	-	0,3	1,0	0,3	(0,3)	0,3	0,3	0,3	-	0,5	0,3
pH-Wert	6,5-9,5	6,5-9,5	6,0-9,5	6,5-9,0	6,5-9,0	6,5-9,0	6,5-9,0	6,0-9,5	6,5-9,0	6,5-9,5	6,5-9,0	6,0-9,0	6,5-9,0	6,0-9,0	6,5-9,5	6,0-9,0	6,5-9,5	6,5-8,5
Aluminium mg/l	-	(10)	(10)	—	10	-	-	-	-	-	-	(3)	-	(10)	-	-	-	10
Arsen mg/l	-	-	-	-	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1
Barium mg/l	10	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	(10)	-	-	-	-	-	10
Blei mg/l	-	1,0	-	—	-	-	-	-	0,1	-	-	(1,0)	1,0	-	-	-	-	1,0
Cadmium mg/l	-	1,0	-	-	-	-	-	-	0,05	-	-	(1,0)	0,1	-	-	-	-	0,1
Chrom III-Ges. mg/l	2,0	(2,0)	-	-	4,0	-	-	-	(1,0)	-	-	(2,0)	-	(2,0)	-	-	-	(2,0)
Chrom VI mg/l	0,1-0,5	0,5	-	-	0,5	-	-	0,1	0,1	-	-	(0,5)	0,5	-	-	-	-	0,1
Eisen mg/l	2,5(0,5)	2,0	2,0	-	2,0	-	-	-	-	-	-	(2,0)	-	2,0	-	-	-	2,0
Kobalt mg/l	-	2,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	(1,0)	-	-	-	-	-	2,0
Kupfer mg/l	-	1,0	-	—	-	-	-	-	0,5	-	-	(1,0)	-	-	-	-	2,0	1,0
Nickel mg/l	2,0	3,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	(3,0)	2,0	-	-	-	-	2,0
Quecksilber mg/l	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,001	-	-	-	-	-	-	0,01
Silber mg/l	-	0,1	-	-	-	-	-	-	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1
Zink mg/l	-	3,0	-	-	-	-	-	-	2,0	-	-	(3,0)	-	-	-	-	-	3,0
Zinn mg/l	-	2,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0	-	-	-	2,0
Aktivchlor mg/l	0,5	0,5	0,5	-	-	-	-	0,2	-	-	0,5	-	-	0,3	-	0,1	-	0,2
Ammonium/ Ammoniak mg/l	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	1,0	-
Cyanide zerstörb. mg/l	0,1	0,1	-	—	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1
Fluoride mg/l	20	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	-	-	10
Nitrite mg/l	5	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5
Sulfide mg/l	-	-	-	-	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	1,0	-	-	-	0,1
Sulfite mg/l	-	1,0	-	-	-	-	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	-	1,0	1,0	1,0
TOC mg/l	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-	25/30
CSB mg/l	-	-	75	80	80 %	90	80	-	80	80	80	150	-	100	-	( )	-	75/90
BSB_5 mg/l	-	-	30	25	80	30	25	-	25	30	25	50	-	25	-	( )	-	20/25
verseifb.Fette +Öle mg/l	(20)	(20)	-	-	20	-	20	-	-	20	-	-	20	-	10	-	-	20
KW mg/l	10	10	-	-	10	-	-	-	10	-	-	10	10	-	-	-	-	10
CKW mg/l	0	0,1	-	-	-	-	-	-	0,1	-	-	0,1	0	-	-	-	-	0,1
Phenole mg/l	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	(0,1)	0,1	-	0,5	-	-	-	0,1

Tabelle 6: Branchenspezifische Richtwerte für die Einleitung von Abwässern aus Betrieben in öffentliche Abwasseranlagen mit angeschlossener Abwasserreinigungsanlage (Stand: 1.1.1989).

Angaben in ( ) beziehen sich auf ÖNORM-Entwürfe bzw. sind aus anderen Angaben abgeleitet.
*) Bei Einleitung über Mineralölabscheider gem. ÖNORM B 5101 sind die dort festgelegten Bestimmungen einzuhalten.

ÖNORM	M 6203	M 6204	M 6205	M 6206	M 6207	M 6208	M 6210	M 6211	M 6212	M 6214	M 6221	M 6223	M 6224	M 6227	Emissionsrichtwert BRLuF
Ausgabedatum	1.87	3.77	10.77	7,88	9.81	7.78	6,88	9.81	2.83	(8.88)	9.81	3.80	4,79	11.83	9.81
Parameter															
Temperatur °C	35	-	40	35	40	40	35	40	40	-	40	40	35	40	30
Absetzb.St. ml/l	-	-	-	10	20	10	10	10/15	-	1	10	10	-	10	10
pH-Wert	6,5-9,5	6,0-9,5	6,5-10,0	6,5-10,0	6,5-9,5	6,5-10,0	6,0-9,5	6,5-10,0	6,5-9,5	6,0-9,0	6,5-10,0	6,5-10,0	6,5-10,0	6,5-10,0	6,5-9,5
Arsen mg/l	-	-	-	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1
Barium mg/l	10	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	-	-	10
Blei mg/l	1	-	-	-	-	-	0,1	-	-	2	1	-	-	-	1
Cadmium mg/l	1	-	-	-	-	-	0,05	-	-	1	0,1	-	-	-	0,1
ChromIII (Gesamt) mg/l	2/4	-	-	15	-	-	2	-	-	4	-	4	-	-	2
ChromVI mg/l	0,5	-	-	0,5	-	-	0,5	-	-	0,5	0,5	-	-	-	0,1-0,5
Kobalt mg/l	2	-	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	2
Kupfer mg/l	1/3	-	-	-	-	-	1	-	-	2	-	-	-	3	1
Nickel mg/l	3	-	-	-	-	-	-	-	-	3	2	-	-	-	2
Quecksilber mg/l	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01	-	-	-	-	-	0,01
Silber mg/l	0,1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	--	0,1
Zink mg/l	3/5	-	-	-	-	-	3	-	-	5	-	-	-	-	3,0
Zinn mg/l	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
Aktivchlor mg/l	3	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3
Cyanide zerstörbar mg/l	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-1
Fluoride mg/l	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	-	20
Sulfide mg/l	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	3	-	-	1
Sulfite mg/l	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	10
verseifb. Fette +Öle mg/l	100	-	100	100	-	100	-	100	-	-	50	-	10	-	100
KW mg/l	20	-	-	20	-	-	20	-	-	20	20*)	-	-	-	20*)
CKW mg/l	0,1	-	-	-	-	-	0,5	-	-	0,5	0	-	-	-	0,5
Phenole mg/l	-	-	-	-	-	-	-	-	(0,1)	100	-	30	-	-	20

MODERNE VERFAHREN DER WASSER- und ABWASSERANALYTIK

A. B E G E R T

1. PROBLEMSTELLUNG

Die Fremdstoffe und Verunreinigungen des Wassers sind teils anorganischer, teils organischer Natur. Die anorganischen Komponenten - wie Bicarbonat, Sulfat, Chlorid, Nitrat, Magnesium, Calcium, Kalium, Natrium, Eisen, Mangan, Fluor, Phosphat und die Problemstoffe Cyanid, Quecksilber, Arsen, Blei, Cadmium, Selen, Kobalt, Nickel, Chrom, Kupfer, Zink und Brom - wurden bis vor kurzem vor allem mit den klassischen Methoden der analytischen Chemie - nämlich der Gravimetrie, der Maßanalyse, der Elektrochemie bzw. der Fotometrie - bestimmt. Hinzu kommt die Atomabsorption, die vor allem für die Bestimmung der Schwermetalle eingesetzt wird.

Die große Anzahl an organischen Verbindungen, die einerseits natürlich vorkommen und andererseits künstlich erzeugt werden - so sind derzeit ca. 7 Millionen Verbindungen registriert -, macht es praktisch unmöglich, diese vor allem mit den klassischen Methoden der analytischen Chemie zu bestimmen. So begnügte man sich zunächst mit rein summarischen Bestimmungsmethoden, wie z.B. dem BSB_5, COD oder TOC. In der Trinkwasseruntersuchung wird auch der $KMnO_4$-Verbrauch verwendet.

Diese Methoden erfassen zwar die organischen Verbindungen in Summe, doch erlauben sie keinerlei Rückschluß auf die Natur dieser Verbindungen. Die unterschiedlichen Toxizitäten der organischen Verbindungen brachten es mit sich, daß man sehr bald dazu überging, zu diesen Summenparametern auch Stoffgruppen zu analysieren.

Es sind dies vor allem

+ flüchtige halogenierte Kohlenwasserstoffe
+ Alkane
+ polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe
+ Biozide
+ Detergentien
+ und eine große Zahl weiterer möglicher Verbindungen.

Die Bestimmung dieser Stoffgruppen erfordert den Einsatz moderner Analysenverfahren und -geräte.

Im vorliegenden Beitrag soll auf die moderne Wasser- und Abwasseranalytik - sowohl in bezug auf die Bestimmung anorganischer als auch organischer Komponenten - näher eingegangen werden.

2. ANALYSENUMFANG

Der Umfang einer Wasser- oder Abwasseranalyse richtet sich einerseits nach der Aufgabenstellung und andererseits nach den gesetzlichen Erfordernissen.
So enthält z.B. die ÖNORM M 6250 "Öffentliche Trinkwasserversorgung, Anforderungen an die Beschaffenheit eines Trinkwassers" alle Parameter, die bei einer Trinkwasseruntersuchung zu bestimmen sind.
Die ÖNORM M 6251 "Öffentliche Trinkwasserversorgung, Überwachung der Beschaffenheit des Wassers" gibt in Ergänzung dazu die Häufigkeit und den Umfang der Untersuchungen - in Abhängigkeit von der Aufgabenstellung - an .

TABELLE 1 zeigt eine Zusammenstellung der in der vorläufigen "Richtlinie für die Begrenzung von Immissionen in Fließgewässern", herausgegeben vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft Wien - Februar 1987 - festgelegten Parameter.

TABELLE 1

Parameter entsprechend der "Richtlinie für die Begrenzung von Immissionen in Fließgewässern"

Allgemeine Parameter	Anorganische Parameter	Organische Parameter
Temperatur	Blei	Organischer Kohlenstoff (TOC)
Farbe	Cadmium	Chemischer Sauerstoff-bedarf (CSB)
Geruch	Chrom	Biochemischer Sauerstoff-bedarf (BSB_5)
Ungelöste Stoffe	Kupfer	Gesamte Kohlenwasser-stoffe
Absetzbare Stoffe	Nickel	Phenole
Toxizität	Quecksilber	Summe aller Detergentien
pH-Wert	Zink	
Sauerstoffgehalt	Gesamtammonium	
	Freier Ammoniak	
	Chlorid	
	Cyanid	
	Fluorid	
	Nitrat	
	Nitrit	
	Phosphor	
	Sulfat	

Wie man dieser Tabelle entnehmen kann, ist der Umfang der Analyse relativ gering und berücksichtigt, was die Bestimmung organischer Parameter betrifft, vorwiegend Summenparameter und nur einige Stoffgruppen.

Wesentlich ausführlicher ist bereits die Parameterliste - entsprechend der "Richtlinie für die Begrenzung von Abwasseremissionen", herausgegeben vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft (TABELLE 2).

TABELLE 2

Parameter entsprechend der "Richtlinie für die Begrenzung von Abwasseremissionen"

Allgemeine Parameter	Anorganische Stoffe	Organische Summenparameter (bei abgesetzter Probe)	Organische Stoffe
Temperatur	Alumium	gesamter organischer Kohlenstoff	Aromatische Amine
Sichttiefe	Arsen		Verseifbare Fette und Öle
Farbe	Barium	Chemischer Sauerstoffbedarf	
Geruch	Blei		Chlorierte Lösungsmittel
Toxizität	Bor	Kaliumpermanganatverbrauch	
Salzgehalt	Cadmium		Lipophile schwerflüchtige organische Chlorverbindungen
Gesamte ungelöste Stoffe	Chrom-III	Biochemischer Sauerstoffbedarf (BSB_5)	
absetzbare Stoffe	Chrom-VI		Organochlorpestizide
pH-Wert	Eisen		Phenole
Sauerstoffgehalt	Kobalt		Summe aller Detergentien
	Kupfer		
	Nickel		
	Quecksilber		
	Silber		
	Zink		
	Zinn		
	Aktivchlor		
	Ammoniak/ Ammonium		
	Chlordioxid		
	Chloride		
	Cyanide		
	Fluoride		
	Nitrate		
	Nitrite		
	Phosphor		
	Sulfate		
	Sulfide		
	Sulfite		

Hier ist bereits die Untersuchung mehrerer Stoffgruppen erforderlich, wobei diese Stoffgruppenbestimmung auch die Untersuchung von Einzelsubstanzen einschließt.

3. BESTIMMUNG ANORGANISCHER KOMPONENTEN

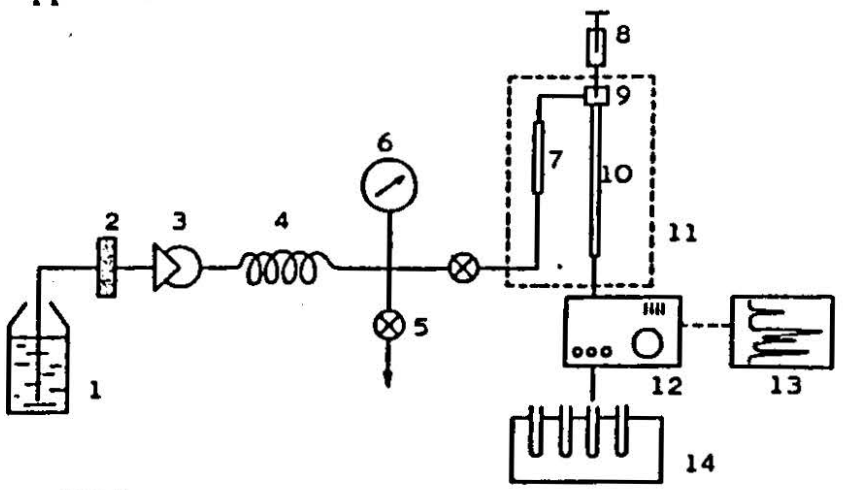
Die Bestimmung anorganischer Ionen - wie Chlorid, Sulfat, Ammonium udgl. - wurde bisher vorwiegend naßchemisch durchgeführt. Seit einigen Jahren ist die sog.Ionenchromatographie auf dem Markt.
Schnelligkeit, geringe Arbeitsintensität, Ausschluß objektiver Fehler, Möglichkeit der Simultanbestimmung und Automatisierung sind attraktive Merkmale dieser Methode. Seit der Entwicklung von Einsäulentechniken wurde dieses Verfahren weiter vereinfacht und erlaubt heute sowohl die Bestimmung anorganischer, wie auch organischer Ionen.
Als apparative Ausrüstung eignet sich dabei prinzipiell eine herkömmliche HPLC-Apparatur.

Unterschiedliche stationäre Phasen und Eluenten sowie die verschiedensten Detektoren erlauben es, die HPLC-Apparatur den jeweiligen Anfordernissen anzupassen.

Die folgende ABBILDUNG 1 zeigt das Schema einer HPLC-Apparatur.

Das entgaste Lösungsmittel wird mit einem Druck bis zu 350 bar durch die chromatographische Säule gedrückt, die die stationäre Phase enthält. Die Probe wird am Kopf der Säule eingebracht und entweder isokratisch, d.h. bei gleichbleibender Elutionsmittelzusammensetzung, oder durch Anwendung eines Elutionsmittelgradienten, durch die Säule eluiert. Nach der Trennsäule passiert das Lösungsmittel mit den Probenkomponenten den Detektor. Das Meßsignal des Detektors wird mit einem Schreiber, dem ein Integrator angeschlossen ist, registriert.

Die HPLC-Apparatur



Schema einer HPLC-Apparatur

1) Lösungsmittel-Vorratsgefäß 2) Fritte aus Sintermetall 3) Hochdruckpumpe (evtl. mit Durchflußanzeige) 4) Pulsationsdämpfer 5) Spülventil 6) Manometer 7) Vorsäule (kann fehlen) 8) Injektionsspritze 9) Einspritzventil 10) Säule 11) Thermostatenofen (kann fehlen) 12) Detektor 13) Schreiber (evtl. mit Integrator und Drucker) 14) Fraktionensammler (kann fehlen)

ABBILDUNG 1

In der Ionenchromatographie können grundsätzlich RI- (Brechungsindex-Detektor), UV- und Leitfähigkeits-Detektoren eingesetzt werden.

Verwendet man zur Ionenchromatographie eine mobile Phase, welche einen UV-absorbierenden, ionischen Stoff mit gleicher Ladung wie die zu untersuchenden Ionen enthält, so kann ein UV-Detektor eingesetzt werden. Beim Austritt der Probe aus der Säule verringert sich die Konzentration des UV-aktiven Stoffes in der mobilen Phase, weil die Summe der Ladungen und Konzentrationen in jedem Abschnitt des chromatographischen Bettes konstant bleiben muß. Dies wird vom Detektor als negativer Peak registriert und kann über einen Integrator ausgewertet werden.
Wir setzen diese Methode vor allem für die Bestimmung der Anionen Sulfat, Chlorid und Nitrat ein. Bei Konzentationen über 1 mg/l können gleichzeitig auch die Ionen Nitrit und Phosphat bestimmt werden.

Die folgende ABBILDUNG 2 zeigt die Applikation - die von uns eingesetzt wird - und ein Beispiel für ein Chromatogramm.

ANIONENANALYSE MITTELS HPLC

G E R Ä T E :

Pumpe:	Gynkotek Modell 300 C
Detektor:	Gynkotek Spektrofotometer SP-4
Säule:	Hamilton PRP-X 100 125 x 4 mm 10 µ
Vorsäule:	PRP-X 100 10 x 4
Autosampler:	Spark SPH 125
Integrator:	Shimadzu Chromatopac C-R3A

ANALYSEN - Bedingungen :

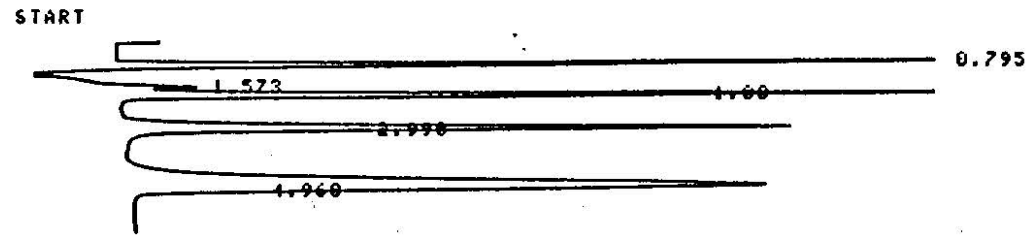
Eluent:	300 mg Kaliumhydrogenphtalat 50 mg Kaliumsalicylat 10 ml Methanol 1000 ml H_2O mit 0,5 %-iger KOH auf pH= 8,8 bis 9,0 einstellen
Flußrate:	1,2 ml pro Minute
Injektion:	50 µl
Detektion:	indirekte UV-Detektion bei 265 nm

Unter den angegebenen Bedingungen erfolgt eine Basislinientrennung der Anionen Cl^-, NO_2^-, NO_3^-, HPO_4^{2-} und SO_4^{2-}.

Die Nachweisgrenze für die Routine liegt bei cirka 1 mg/l für jedes genannte Anion.

ABBILDUNG 2

EUROPA 221-25412-01 F/82 128



PKNO	TIME	AREA	MK	IDNO	CONC	NAME
3	1.88	39145	V	1	17.9838	CL
4	2.998	39490		2	35.3757	NO3
5	4.968	73902		3	51.9758	SO4
	TOTAL	152537			105.3352	

ABBILDUNG 2

Die folgende ABBILDUNG 3 zeigt ein Beispiel für die Eichkurve für die Sulfatbestimmung.

Bei Einsatz eines Probenwechslers, der auch nachts über durchläuft, können von einem Mann pro Tag bis zu 150 Proben auf die genannten Parameter hin untersucht werden. Dies stellt eine Vervielfachung des Probendurchsatzes für einen Tag dar, da vor allem die klassische Sulfatbestimmungs-Methode (DIN 38 405 - D 5-2; Fällung mit Bariumchlorid) sehr arbeitsintensiv ist. Paralleluntersuchungen von Wasserproben mit der Ionenchromatographie bzw. nach der klassischen Methode haben sehr gute Übereinstimmungen der Meßwerte ergeben.
Dabei sind jedoch folgende Punkte zu beachten:

a) Die Proben müssen frei von Feststoffpartikeln sein. Daher ist es unbedingt erforderlich, sämtliche Proben vor der Aufgabe zu filtrieren.

b) Für die Herstellung des Eluenten muß unbedingt hochreines Wasser verwendet werden.

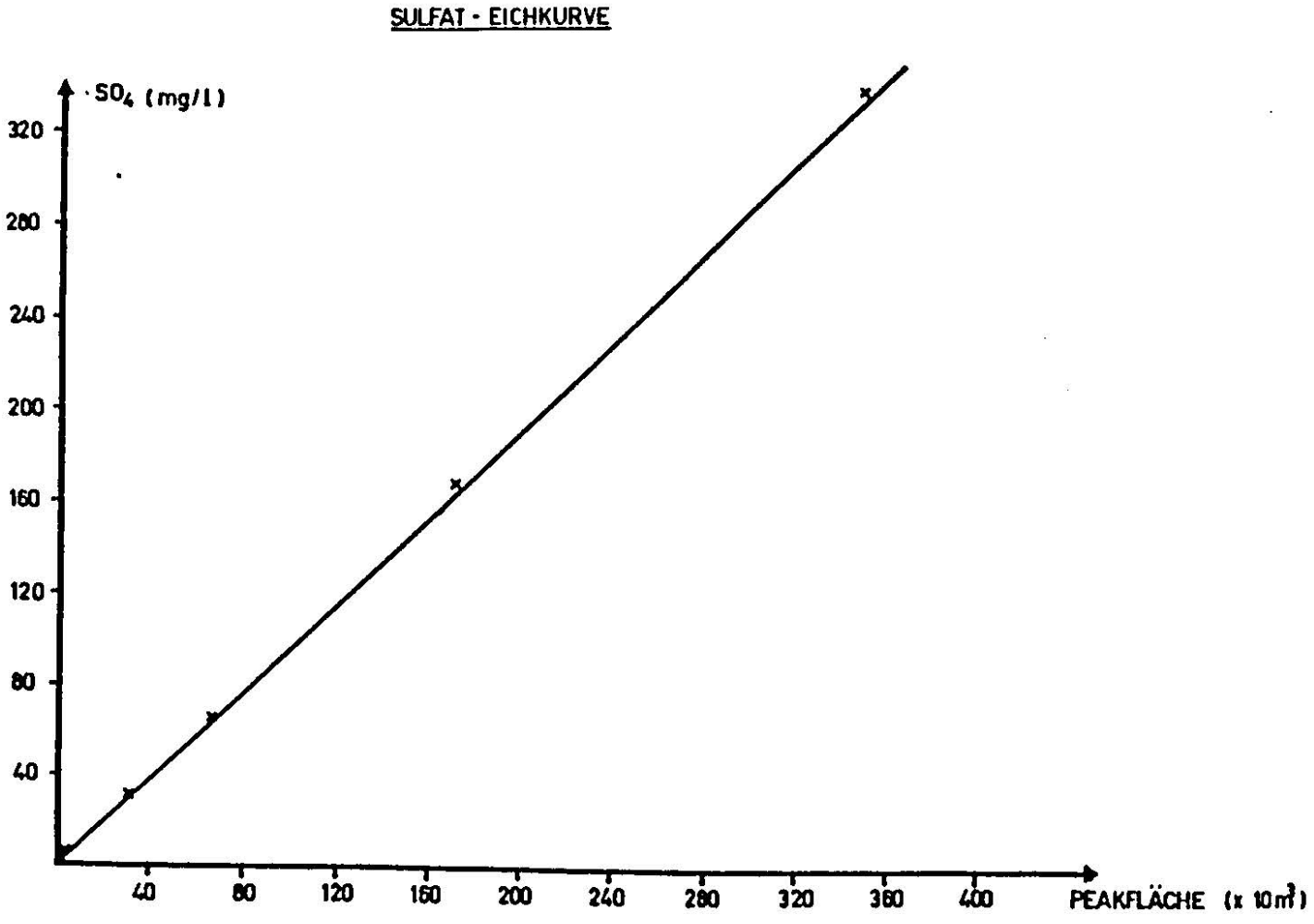


ABBILDUNG 3

c) Um Aussalzungen im System zu vermeiden, sind Proben mit einer Leitfähigkeit von über 1000 µS/cm bzw. einer Carbonat-Härte von über 18°dH zu verdünnen.

Mit Ende der 60-er Jahre kamen einigermaßen kostengünstige Atomabsorptions-Spektrometer (AAS) auf den Markt. Mit Hilfe dieser Geräte lassen sich eine Vielzahl von Elementen - bevorzugt vor allem Schwermetalle - mit hoher Spezifität und Selektivität zuverlässig bestimmen.

Die AAS ist vom Prinzip her ein Einelementverfahren, d.h. man bestimmt erst ein Element (in beliebig vielen Proben) und wechselt dann die Strahlungsquelle, verändert die Wellenlänge, optimiert die Meßparameter und bestimmt dann in den gleichen Proben das nächste Element.

Ende der 70-er Jahre hat sich das Interesse in der Atomemissionsspektrometrie in hohem Maße auf das Induktiv gekoppelte Argonplasma (ICP) als Anregungsquelle konzentriert. Die auf diesem Prinzip entwickelten ICP-AES-Geräte erlauben die simultane Multielement-Bestimmung.

ICP-AES sind jedoch nicht - wie oft gemeint wurde - als Alternative zur AAS anzusehen, sondern als Ergänzung. Der eindeutige Vorteil der ICP-AES liegt in der Multielement-Bestimmung. Gleichzeitig liefert die ICP-AES z.B. auch ganz ausgezeichnete Nachweisgrenzen für eine Reihe von schwer atomisierbaren Elementen - wie B, Ta, Ti, U, W usw., die mit der Flammen-AAS nur mit geringer Empfindlichkeit bestimmbar sind.

Dem gegenüber zeichnet sich die AAS durch ihre beispiellose Selektivität und Spezifität aus, die sie zu einem recht einfach zu handhabenden spektrometrischen Verfahren gemacht haben.
Darüber hinaus ist das Preis-/Leistungsverhältnis so günstig, daß sich auch für kleine Labors die Anschaffung eines AAS-Gerätes lohnt.
Die Flammen-AAS ist nach wie vor unübertroffen in ihrer Schnelligkeit und Präzision bei der Bestimmung von einem oder wenigen Elementen pro Probe und bei hohem Probenanfall.

4. BESTIMMUNG ORGANISCHER SUBSTANZEN bzw. STOFFGRUPPEN

Wie bereits eingangs erwähnt wurde, bediente man sich bisher zur Bestimmung der organischen Substanzen vorwiegend summarischer Methoden. In der Abwasseruntersuchung hat sich dabei vor allem der BSB_5 und COD durchgesetzt.

Diese summarischen Verfahren versagen jedoch bei der Bestimmung nur geringer Konzentrationen an organischer Substanz.
So ist in der ÖNORM M 6265 (basierend auf DIN 38 409, Teil 41 - 43) für den chemischen Sauerstoffbedarf eine Nachweisgrenze von 15 mg/l festgelegt.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß in der vorläufigen "Richtlinie für die Begrenzung von Immissionen in Fließgewässern", herausgegeben vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, zwar ein Grenzwert für den CSB von 10 mg/l angegeben ist, gleichzeitig jedoch das obige Verfahren - das nur CSB-Werte von über 15 mg/l bestimmen kann - als Analysenverfahren angeführt ist (ähnliches gilt übrigens auch für den Parameter Phenol).

Eine Vielzahl organischer Verbindungen besitzen bereits in sehr niedrigen Konzentrationen sehr hohe Toxizitäten. Bei der Fließgewässer- bzw. Trink- und Grundwasseruntersuchung geht man daher schon seit einiger Zeit dazu über, nicht mehr die Summe aller organischer Substanzen zu bestimmen, sondern vielmehr besonders kritische Stoffgruppen bzw. überhaupt Einzelsubstanzen.

Dies wird zukünftig sicher auch in verstärktem Maße für die chemische Analyse von Abläufen biologischer oder chemisch-physikalischer Kläranlagen gelten. Dabei steht nicht mehr sosehr die Sauerstoffzehrung der noch vorhandenen organischen Substanzen im Vordergrund sondern die Toxizität.

Auf einige dieser Stoffgruppen bzw. Einzelsubstanzen und deren analytische Bestimmung soll im folgenden eingegangen werden:

4.1. Organische Halogenverbindungen

Die weltweite Produktion und Anwendung von halogenierten Kohlenwasserstoffen einerseits und die schwere biologische Abbaubarkeit dieser Substanzen andererseits führten zu einer Kontamination der Gewässer durch punktuelle Belastungen von Industrie und diffuse Einträge kleinerer Betriebe und Gewerbe.

Infolge der hohen Toxizität dieser Verbindungen kam der Analyse von kontaminierten Wasserproben bei Verhinderung bzw. Sanierung von Umweltschäden sehr bald ein hoher Stellenwert zu.

Die wohl bedeutendste Gruppe unter den organischen Halogenverbindungen sind die flüchtigen halogenierten Kohlenwasserstoffe.

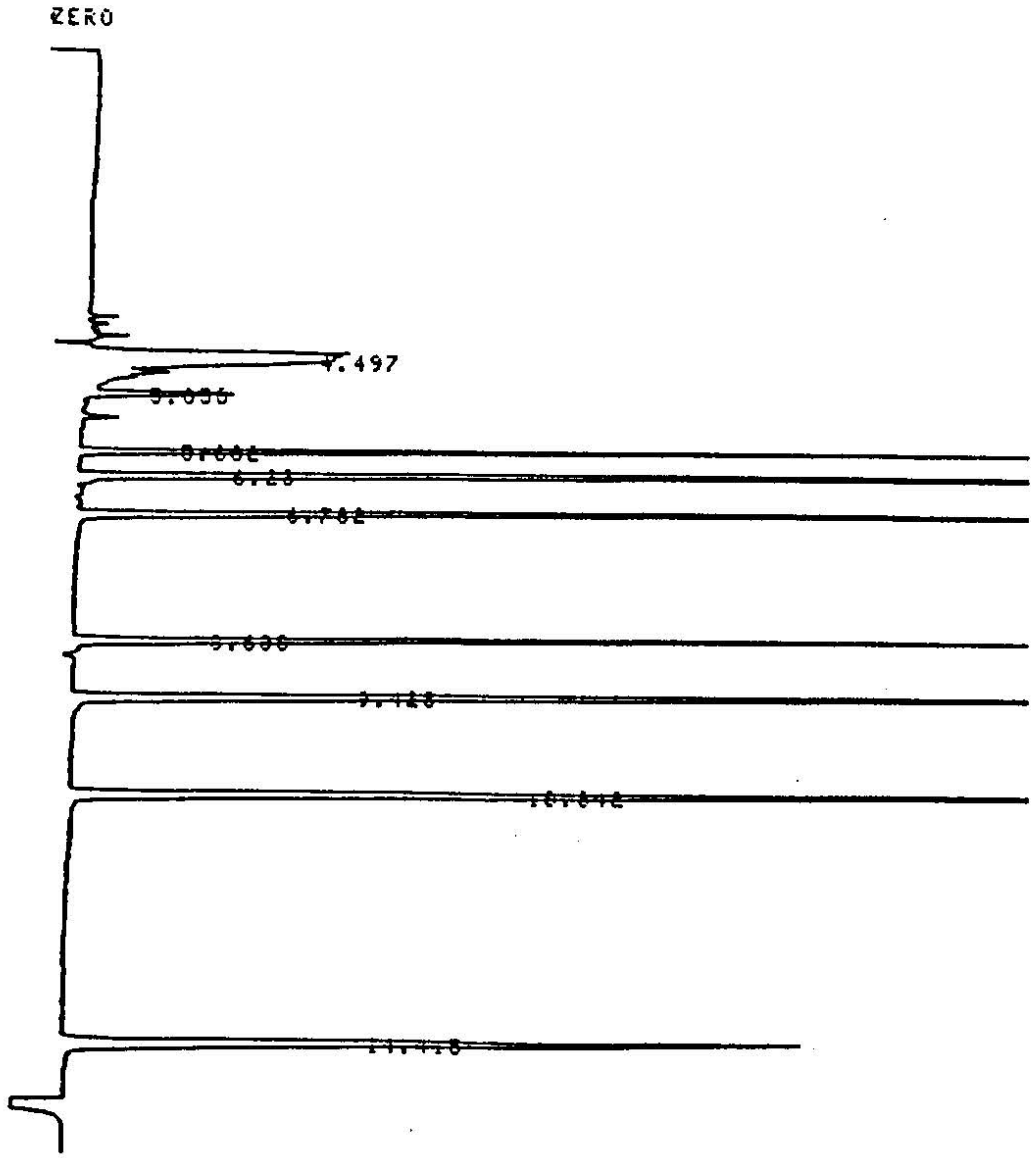
Für die Bestimmung von flüchtigen halogenierten Kohlenwasserstoffen steht mit der Gaschromatographie (GC) ein vielseitiges und leistungsfähiges Trennverfahren zur Verfügung. Vor allem bei Einsatz von Kapillarsäulen können Verbindungen mit Siedepunkten bis zu 300°C leicht aufgetrennt und quantifiziert werden.

Als Detektor werden bei dieser Bestimmung hauptsächlich der Elektroneneinfang-Detektor (ECD) oder das Massenspektrometer (MS) verwendet.

Da diese organischen Verbindungen oft nur im µg/l-Bereich vorliegen, beinhaltet die chemische Analyse zunächst einen Anreicherungsschritt.

Am häufigsten wird in der Praxis dabei eine Flüssig-Flüssig-Extraktion mit aliphatischen Kohlenwasserstoffen, wie n-Pentan, als Extraktionsmittel eingesetzt.

Die folgende ABBILDUNG 4 zeigt hiefür eine Applikation und ein Beispiel für ein Chromatogramm.



PKNO	TIME	AREA	MK	IDNO	CONC	NAME
3	5.882	5763		1		111
4	6.23	24245		2		TETRA
5	6.782	14699		3		BDCM
6	8.688	7791		4		BTCM
7	9.428	15294		5		DBCM
8	10.842	12863		6		PER
9	14.415	8254		7		BROF

ABBILDUNG 4

ANALYSE von HKW's in Wasser

G E R Ä T E :

Gaschromatograph:	Shimadzu GC - 9A
Detektor:	ECD NI^{63} 10 nCi
Range:	10^1
Current:	1nA
Säule:	Perkin Elmer OV-1 0,4 µ
	L = 50 m ID = 0,25 mm
Split:	1 : 45
Ofentemp.:	70°C isotherm
Inj./Det.:	200°C
Trägergas:	N_2 5.0
Vordruck:	1,3 bar
Make up:	N_2 5.0 50 ml/Minute
Integrator:	Shimadzu C-R3A

PROBENVORBEREITUNG :

100 ml der Probe werden mit 10 ml n-Pentan ausgeschüttelt. Das Extrakt wird, wenn nötig, über Na_2SO_4 getrocknet. Zur Analyse wird 1 µl injiziert.

ABBILDUNG 4

Da die Flüssig-Flüssig-Extraktion relativ zeitaufwendig ist, wurde der Einsatz der Reaktionschromatographie untersucht. Dabei wird das in der Probe enthaltene Wasser zu einer leicht flüchtigen Verbindung umgesetzt, deren Retentionszeit unter den Versuchsbedingungen sehr gering ist, sodaß sie deutlich vor den zu analysierenden Verbindungen eluiert wird.

Dies geschieht durch direkte Injektion von Wasser auf eine mit Calciumcarbid gefüllte Vorsäule.

Das Wasser wird nach folgender Reaktion zu Acetylen umgesetzt:

$$CaC_2 + H_2O \longrightarrow CaO + C_2H_2$$

Die Reaktion verläuft schnell und quantitativ. Da der Ansprechfaktor des ECD (Verhältnis von Signalgröße zu Substanzmenge) für Acetylen gering ist, bildet dieses einen verhältnismäßig kleinen und scharfen Peak mit geringer Retentionszeit, der am Anfang des Chromatogrammes erscheint.

Für diese Methode wurden die in den beiden folgenden TABELLEN 3 und 4 zusammengestellten Detektionsgrenzen und Wiederfindungsraten ermittelt.

TABELLE 3

DETEKTIONSGRENZEN

Verbindung	*Konzentration (µg/l)*
Methylenchlorid	400
Chloroform	1.15
1,1,1-Trichloräthan	0.1
Tetrachlorkohlenstoff	0.15
Trichloräthylen	1.0
Tetrachloräthylen	3.0

TABELLE 4

WIEDERFINDUNGSRATEN

Verbindung	*Prozentsatz*
Methylenchlorid	95.61
Chloroform	59.63
1,1,1-Trichloräthan	87.15
Trichloräthylen	96.80
Tetrachloräthylen	106.80
Tetrachlorkohlenstoff	31.15

Bei der direkten Injektion beschränkt sich der Zeitbedarf für eine Bestimmung auf die Dauer der Aufnahme des Chromatogrammes.
Es können pro Stunde mindestens fünf und an einem Arbeitstag ca. 40 Injektionen durchgeführt werden. Da mit einer Calciumcarbid-Füllung (ABBILDUNG 5) von 0,2 Gramm mindestens 40 µl Wasser umgesetzt werden können, ist ein häufiger Austausch der Vorsäule nicht erforderlich und der Zeitbedarf für das Füllen, Konditionieren und Entleeren fällt kaum ins Gewicht.

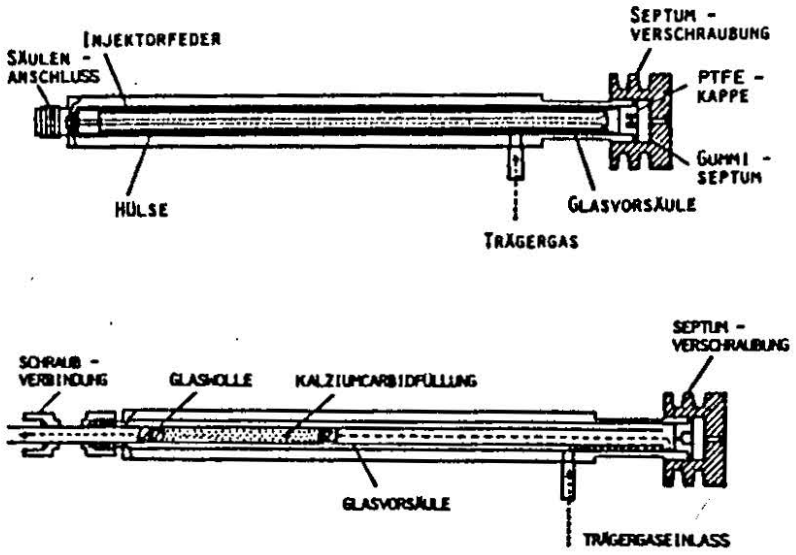


ABBILDUNG 5

Der apparative Aufwand ist minimal, da die Vorsäulen aus konventionellem Glas gefertigt werden können und außerdem nur geringfügige Veränderungen am Gaschromatographen erforderlich sind.

Andere Möglichkeiten zur Bestimmung flüchtiger halogenierter Kohlenwasserstoffe sind die "statische Dampfraumanalyse" (Static Headspace) bzw. die vor allem in den beiden letzten Jahren immer stärker eingesetzte "dynamische Dampfraumanalyse" (Purge and Trap).

Beim Purge and Trap-Injektor-System wird eine größere Wasserprobe (z.B. 10 ml) mit gasförmigem Stickstoff gestrippt. Die dabei freiwerdenden flüchtigen Kohlenwasserstoffe werden anschließend an einer Kapillare - die mit flüssigem Stickstoff gespült wird - ausgefroren und letztlich durch Aufheizen der Kapillaren schlagartig in den Gaschromatographen aufgegeben.

Da man bei dieser Methode von mehreren Millilitern ausgeht und alle in dieser Probe enthaltenen flüchtigen Kohlenwasserstoffe anschließend bestimmen kann, erhält man sehr hohe Nachweisgrenzen, die im ppt-Bereich liegen.

Neben flüchtigen halogenierten Kohlenwasserstoffen enthalten Abwasserproben häufig auch andere, nicht flüchtige organische Halogenverbindungen.Als summarische Bestimmungsmethode hat sich in den letzten Jahren die Erfassung der absorbierbaren organischen Halogenverbindungen (AOX = absorbierbares organisches Halogen) durchgesetzt. Mit Hilfe dieser Methode können mindestens 95 % aller in einer Wasserprobe enthaltenen organischen Halogenverbindungen erfaßt werden. Sie ist daher vom Erfassungsgrad mit dem COD vergleichbar.

Die Bestimmung des AOX wird im wesentlichen in folgenden vier Arbeitsschritten durchgeführt:

1. Anreicherung der organischen Halogenverbindungen an halogen- und aschearmer Aktivkohle

2. Verdrängung der störenden Chloridionen durch eine Nitratlösung

3. Verbrennung der beladenen Aktivkohle im Sauerstoffstrom

4. Bestimmung der gebildeten Halogenide. Hiefür eignen sich die Microcoulometrie, die Ionenchromatographie oder die HPLC.

Das in der DIN 38 409, Teil 14, festgelegte Verfahren zeichnet sich vor allem durch sehr weitgehende Erfassung nahezu aller halogen-organischen Verbindungen und guter Reproduzierbarkeit aus.

4.2. Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe

Infolge der ubiquitären Verbreitung der polycyclischen aromatischen Kohlenwasserstoffe und ihrer teilweise problematischen Eigenschaften gewinnt die quantitative Analytik dieser Stoffe immer mehr an Bedeutung. Für die Bestimmung hat sich hier die Hochdruckflüssigkeitschromatographie durchgesetzt.

Zum sicheren Nachweis der PAK's in Wässern ist eine geeignete Probenvorbereitung (clean up) erforderlich. Für wäßrige Proben sind sowohl Flüssig-Flüssig-Extraktionen als auch Festphasen-Extraktionen anwendbar. Die letztere Vorgangsweise ergibt insbesonders bei wenig belasteten Trinkwässern eine gute Anreicherung, die Bestimmungen im ng/l-Bereich ermöglichen.
Stärker kontaminierte wäßrige Proben werden zweckmäßigerweise zunächst mit organischen Lösungsmitteln extrahiert, um die absorptiv an Feststoffteilchen gebundenen PAK's mitzuerfassen.

Die folgende ABBILDUNG 6 zeigt die von uns für die Analyse von Trinkwasser eingesetzte Methode für die Bestimmung von Polycyclen sowie ein Chromatogramm.

ANALYSE von PAH's im TRINKWASSER mit HPLC

G E R Ä T E :

Pumpe:	Gynkotek Modell 300 C
Detektor:	Gynkotek Fluorescence Spektromonitor RF - 530 Gynkotek Spektrophotometer SP - 4
Säule:	Chromspher PAH 200 x 3 mm 5 µ
Vorsäule:	Chromguard 10 x 4 mm
Integrator:	Shimadzu C - R4A

Bond - Elut C_{18} 3cc
Vac-Elut Arbeitsstation

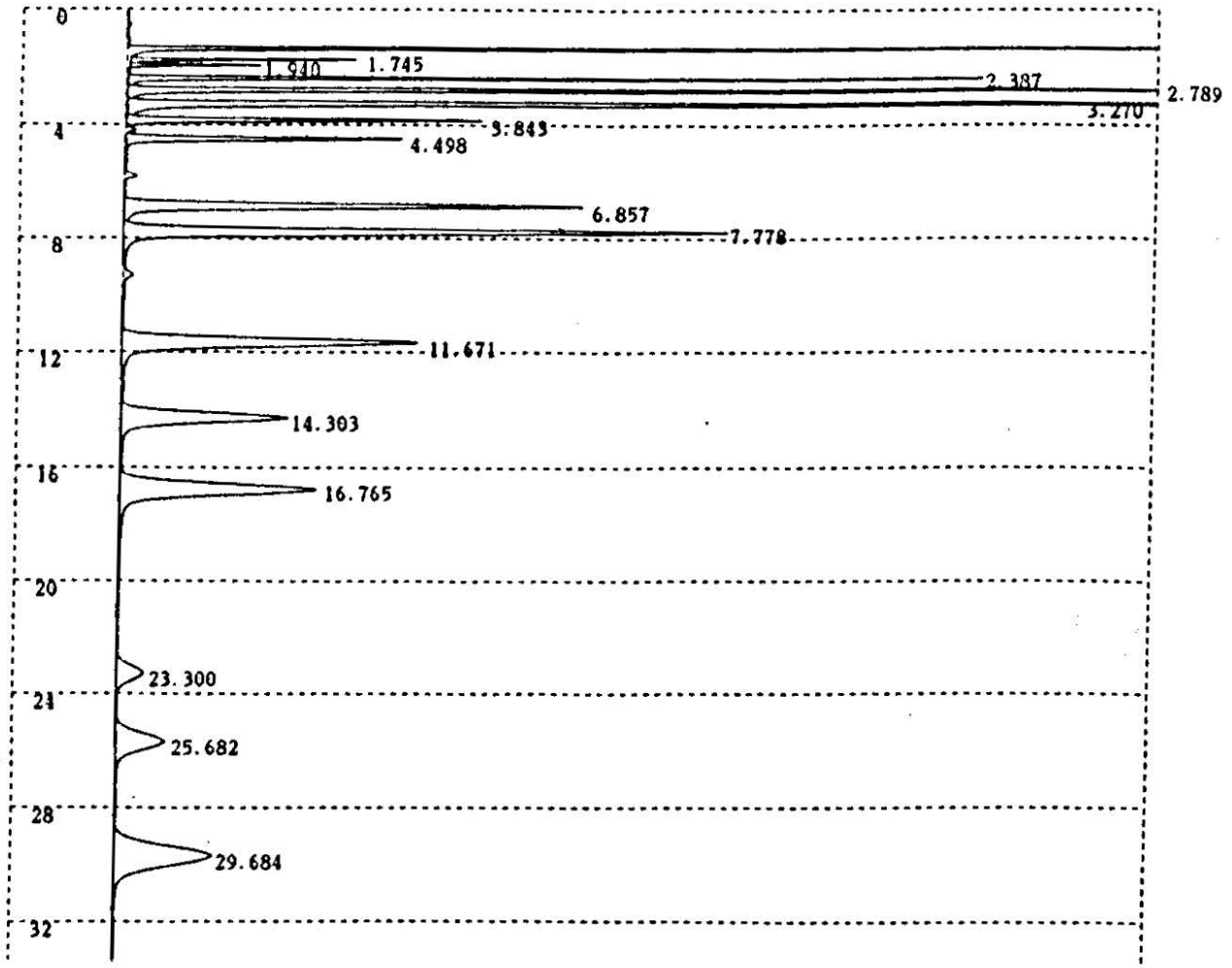
ANALYSENBEDINGUNGEN :

Eluent:	Acetonitril / Wasser - 78/22
Flußrate:	1,0 ml / Minute
Injektion:	20 µl
Detektion:	Fluoreszenzdetektion mit variablen Wellenlängen screening UV 254 nm

PROBENVORBEREITUNG :

200 ml Probe werden mit 1 % Methanol vermischt und über die vorkonditionierte C_{18} Säule abgesaugt. Anschließend werden die PAH's mit 2 ml Acetonitril desorbiert. Das Extrakt wird auf 0,5 ml eingeengt und injiziert.

ABBILDUNG 6



** CALCULATION REPORT **

CH	PKNO	TIME	AREA	HEIGHT	MK	IDNO	CONC	NAME
1	1	1.745	13438	3470		1	20	NAPHTHALEN
	2	1.94	8509	2016	V	2	20	ACENAPHTHYL.
	4	2.387	65050	13246	S	3	20	ACE/FLUO
	6	2.789	126445	22993	V	4	20	PHENANTHREN
	7	3.27	150662	19811	V	5	20	ANTHRACEN
	8	3.843	39863	5510	V	6	20	FLUORANTHEN
	10	4.498	35241	4258	V	7	20	PYREN
	12	6.857	87397	7065		8	20	BENZO(a)ANT.
	13	7.778	131860	9325	V	9	20	CHRYSEN
	15	11.671	96885	4590		10	20	BENZO(b)FLU.
	17	14.303	65280	2573	V	11	20	BENZO(k)FLU.
	18	16.765	88843	3017	V	12	20	BENZO(a)PYR.
	19	23.3	16701	420		13	20	DIBENZO(a,h)
	20	25.682	34450	758	V	14	20	BENZO(ghi)P.
	21	29.684	79022	1511	V	15	20	IND(123cd)P.
		TOTAL	1039646	100563			299.9998	

ABBILDUNG 6

4.3. Lineare Alkylbenzolsulfonate

Lineare Alkylbenzolsulfonate - kurz LAS genannt - werden üblicherweise mit der herkömmlichen Summenbestimmung als methylenblau-aktive Substanz ermittelt. Bei Vorhandensein einer HPLC lassen sich jedoch wesentlich bessere Quantifizierungen erzielen. Die HPLC-Trennung der LAS - Homologen geschieht auf einer C_{18}-modifizierten Säule. Der mobilen Phase wird Natriumperchlorat zugesetzt, dessen Konzentration die Kapazitätsfaktoren der Homologen linear beeinflußt.

Für die Detektion kann ein UV-Detektor eingesetzt werden. Für die einzelnen Homologen lassen sich dabei Nachweisgrenzen von 0,05 µg/l erreichen.

5. ZUKÜNFTIGE ENTWICKLUNG

Bei der Wasser- und Abwasseranalytik wird die Einzelstoffbestimmung infolge der unterschiedlichen Toxizität der einzelnen organischen Substanzen immer größere Bedeutung gewinnen.
Zuläufe zu Kläranlagen enthalten im allgemeinen noch sehr viele flüchtige Stoffe. Diese lassen sich mit der Koppelung Gaschromatographie - Massenspektrometrie detektieren und zum großen Teil auch identifizieren.

Schwieriger wird die chemische Untersuchung von Abläufen biologischer Kläranlagen.
Diese enthalten nur mehr in sehr geringen Mengen schwer abbaubare organische flüchtige Bestandteile. Mehr als 90 % sind hydrophile, nicht flüchtige Stoffe, die bereits entweder im Zulauf zur Kläranlage vorhanden waren oder durch biologische Um- und Abbauvorgänge entstanden sind. Diese Stoffe können - da sie nicht flüchtig sind - gaschromatographisch nicht bestimmt werden.

Die Auftrennung mit Hilfe der Hochdruckflüssigkeits-chromatographie ist möglich, die Detektion und Identifizierung jedoch bisher äußerst schwierig und scheiterte bisher am Fehlen eines universellen und dennoch spezifischen Detektors.

Die Koppelung HPLC mit dem universellen und spezifischen Detektor "Massenspektrometer" gewinnt in letzter Zeit immer mehr an Bedeutung.

Vor allem der Einsatz von Tandemmassenspektrometern (MS / MS) liefert vernünftige Ergebnisse mit allen ihren Vorteilen, wie schnelle und spezifische Analysen in vertretbarer Zeit.
Ein universeller Einsatz dieses Systems scheitert jedoch derzeit noch am Fehlen von Datenbanken, die Tochter-Informationen - unter Standardbedingungen aufgenommen - enthalten.

Es ist jedoch anzunehmen, daß es in den nächsten Jahren für die Kombination HPLC - MS / MS genauso umfang-reiche Datenbanken geben wird, wie sie sie heute für die Koppelung GC - MS gibt.

Damit würde es zukünftig möglich sein, die in Wasser-proben enthaltenen flüchtigen und nicht flüchtigen Bestandteile zu einem sehr hohen Prozentsatz einzeln zu erfassen und quantitativ zu bestimmen.

6. LITERATUR

BEGERT, A.: Summen- und Gruppenparameter für organische Inhaltsstoffe von Wasser und Abwasser

Wiener Mitteilungen, Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 57 - 1985

BOOS, R. - PREY, Th. und
BEGERT, A.: Bestimmung von flüchtigen Chlorkohlenwasserstoffen mit Reaktionschromatographie

Journal of Chromatography, 328 (1985) 233 - 239

BOOS, R. - PREY, Th. und
BEGERT, A.: Neue Bestimmungsmethode für chlorierte Kohlenwasserstoffe in Wasserproben

Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 3/4, 1986, 51 - 54

SCHRÖDER,H.: Über die Anwendung der Flüssigkeitschromatographie in Verbindung mit Massenspektrometrie in Anwendung auf Abwässer

Veranstaltungsunterlage zu "Fortschritte in der Wasser- und Abwasseranalytik", Haus der Technik E.V., 8.11.88

DIng. Dr.techn. Axel B E G E R T

INSTITUT FÜR UMWELTANALYTIK

A-4672 B a c h m a n n i n g 80

TOXIZITÄT UND ABBAUBARKEIT

N. Matsché

1. ALLGEMEINES

Die ökologischen Auswirkungen von Stoffen, die durch menschliche Aktivitäten in die Umwelt gelangten, haben in letzter Zeit eine zunehmende Bedeutung gewonnen. Zur Beurteilung dieser Auswirkungen sind Kenntnisse über das ökologische Verhalten solcher Stoffe unbedingt erforderlich. Von vielen Staaten wurden daher auf nationaler aber auch auf internationaler Ebene Anstrengungen unternommen, um Gesetze und Richtlinien zu erarbeiten, die einerseits eine Prüfung von verschiedenen chemischen Stoffen in ökologischer Hinsicht festlegen und andererseits die Herstellung und Verwendung solcher Stoffe einschränken. Beispielhaft seien in diesem Zusammenhang für Österreich das Waschmittelgesetz, das Chemikaliengesetz aber auch die Bemühungen zu einer Erweiterung der Verordnung gemäß § 31a, WRG über wassergefährdende Stoffe genannt. Auf internationaler Ebene soll hier nur auf die Aktivitäten im Rahmen der EG (schwarze und graue Stofflisten) zum Schutz des Wassers vor wassergefährdenden Stoffen und auf die Bemühungen zur Vereinheitlichung von ökologischen Testverfahren im Rahmen von OECD und ISO hingewiesen werden.

Ökologische Auswirkungen von chemischen Stoffen im Gewässer und bei der Abwasserreinigung können vor allem aufgrund von Toxizität und biologischer Abbaubarkeit beurteilt werden. Die Grundlagen des aeroben und anaeroben biologischen Abbaues beruhen darauf, daß Mikroorganismen und hier vor allem Bakterien imstande sind, organische Stoffe in ihren Stoffwechsel einzubeziehen und enzymatisch um- oder abzubauen. Aufgrund ihrer Vielseitigkeit und der großen Anzahl verschiedener Bakterien können die Bakterien eine Vielzahl von organischen Stoffen natürlicher oder synthetischer Herkunft

als Substrat verwerten. Die Stoffe werden dabei z.T. in den Betriebsstoffwechsel (Katabolismus, Veratmung, oxidativer Abbau, Mineralisierung) und in den Baustoffwechsel (Anabolismus, Zellvermehrung, Überschußschlammproduktion) einbezogen. Die Verwertbarkeit von organischen Substanzen im Stoffwechsel von Bakterien ist unterschiedlich und bedingt deren unterschiedliche biologische Abbaubarkeit. Biochemisch schlecht oder nicht abbaubare Stoffe werden als abbauhart, resistent, persistent oder refraktär bezeichnet (HUBER, 1977). Wird von den betrachteten Stoffen selbst oder von deren Umsetzungsprodukten eine hemmende Wirkung auf den Stoffwechsel ausgeübt, so spricht man von toxischer Wirkung.

2. BIOLOGISCHE ABBAUBARKEIT

2.1 Grundlagen

Bei der Beurteilung des Abbauverhaltens von chemischen Verbindungen wird zwischen Primärabbau und Totalabbau unterschieden.

Ein Primärabbau ist dann erreicht, wenn unter der Einwirkung von Mikroorganismen (Enzymen) die entsprechende chemische Substanz so weit verändert wird, daß wichtige Eigenschaften der Substanz verlorengehen. Bei Tensiden (waschaktive Substanz von Waschmitteln) bedeutet der Primärabbau z.B. der Verlust der grenzflächenaktiven Wirkung durch Spaltung des Moleküls in einen hydrophilen und einen hydrophoben Molekülteil.

Ein Totalabbau (vollständiger Abbau, Endabbau) ist dann erreicht, wenn die untersuchte Verbindung quantitativ mineralisiert (Umwandlung in CO_2, H_2O, NO_3^-) bzw. zu in der Biomasse assimilierten niedermolekularen organischen Bausteinen gespalten ist.

Nach einem Vorschlag der OECD werden die Untersuchungen zur biologischen Abbaubarkeit in verschiedene Kategorien mit

unterschiedlichem Aussagewert und Untersuchungsaufwand bzw. -kosten unterteilt.

Unter der "Ready Biodegradability" werden Ergebnisse von Abbauversuchen verstanden, bei denen die Untersuchungsbedingungen so gewählt werden, daß der biologische Abbau nicht durch besondere Untersuchungsbedingungen gefördert wird. Das Inokulum wird nur in niedriger Konzentration zugegeben und wird vorher nicht an die zu untersuchende Substanz adaptiert. Chemikalien, die unter diesen Bedingungen ein positives Abbauergebnis liefern, können als so gut biologisch abbaubar eingestuft werden, daß sie sowohl in einem aeroben Gewässer als auch in einer biologischen Kläranlage leicht abgebaut werden können. Zu den Verfahren zum Nachweis einer "Ready Biodegradability" gehören:

- AFNOR Test
- Sturm Test
- MITI Test I
- Geschlossene Flaschen Test
- OECD-Auswahl Test.

Unter der "Inherent Biodegradability" werden Ergebnisse von Abbauversuchen verstanden, die unter wesentlich günstigeren Versuchsbedingungen (erhöhte Konzentration an Biomasse) erhalten werden. Ein Stoff der unter solchen günstigen Versuchsbedingungen ein positives Abbauergebnis liefert, hat zwar eine Möglichkeit zum biologischen Abbau, bedingt durch die den Abbau förderlichen Versuchsbedingungen kann der Abbau unter realen Bedingungen in der Natur jedoch verzögert erfolgen. Verfahren zum Nachweis einer "Inherent Biodegradability" sind:

- SCAS Test
- Zahn-Wellens Test
- MITI Test II

Wird eine genauere Beurteilung der in der Umwelt tatsächlich auftretenden Konzentrationen bestimmter Stoffe benötigt, muß dies nach den Richtlinien der OECD mit Hilfe

Tabelle 1: Übersicht der verschiedenen Abbautestmethoden

Testmethode	Prinzip	Inokulum	Konz.d.Test-substanz	Nährmedium	zusätzl. Kohlen-stoff Quelle	max. Test-dauer	Meßparameter und Analytik
französischer-AFNOR-Test	offenes Batch-System	Oberflächen-wasser	40 mg/l DOC	definiertes anorganisches Medium	nein	28 d	DOC-Abnahme positiv >70 %
CO_2-Evolutions-test nach Sturm	offenes Batch-System	vorgeklär-tes Abwasser (14-tägiger Adaptation)	10 und 20 mg/l Substanz	standardi-siertes BSB_5-Verdünnungs-wasser	nein	26 d	unspezifisch CO_2-Bildung (Adsorp-tion in $Ba(OH)_2$ positiv >60 % CO_2
japanischer MITI-Test	geschlos-senes Batch-system (O_2-Zufuhr) Respirometer	versch.Be-lebtschläm-men u.Ge-wässerproben 30 mg/l Trockensubstanz	100 mg/l Test-substanz	definiertes anorganisches Medium	nein	14 d	a) O_2-Verbrauch (BSB) positiv 60 % BSB Abbau b) spezifische Analy-tik oder DOC-Abnahme nach 14 Tagen
geschlossener Flaschentest nach Fischer	geschlos-senes Batch-System	Erdsuspension oder Klär-anlagenablauf	2-10 mg/l aktive Sub-stanz (z.B. methylenblau-aktive Sub-stanz=MBAS)	standardi-siertes BSB_5-Verdünnungs-wasser nach DEV	nein	30 d	a) O_2-Verbrauch (BSB) positiv 60 % BSB Abbau Vergleich mit theoret.O_2-Bedarf b) gruppenspezifisch (z.B. MBAS-Abnahme)
modifizierter OECD-Screening Test (Auswahl-Test)	offenes Batch-System	a)Kläran-lagenablauf b) Erdsuspen-sion	5-20 mg/l DOC	definiertes anorganisches Medium	nein	19 d	DOC-Abnahme positiv >70 %

Tabelle 1: Fortsetzung

Testmethode	Prinzip	Inokulum	Konz.d.Test-substanz	Nährmedium	zusätzl. Kohlen-stoff Quelle	max. Test-dauer	Meßparamter und Analytik
Standver-such nach Zahn-Welles	offenes Batch-System	Belebt-schlamm 1000 mg/l Trocken-substanz	200-1000 mg/l COD 100-400 mg/l DOC	anorgani-sches Medium	nein	14-28 d	DOC/COD-Abnahme >20 % DOC Abn. inherent >70 % DOD Abn. Totalabbau
Belebtschlamm-test der US-EPA SCAS semi cont. acitv.sludge	semikontin. System in der Adapt. Phase; of-fenes Batch-System in der Test-phase	Belebt-schlamm 2000 mg/l Trocken-substanz	200-600 mg/l DOC	Synthetisches Abwasser in der Adapt.-Phase; an-organisches Medium in der Testphase	ja in der Adapta-tions-phase	Adapta-tions-zeit max. 30 d Testzeit 19 d	DOC-Abnahme, zusätzlich spezielle Analytik möglich >20 % DOC Abn. inherent bio. >70 % DOC Abn. Total Abbau
OECD-Confir-matory Test (Bestätigungs-test)	offenes kontinuier-liches System	Kläran-lagenab-lauf	20 mg/l ak-tive Substanz (z.B. MBAS)	synthetisches Abwasser	ja	Einarbei-tungszeit Testzeit 24 d	gruppenspezifisch (z.B. MBAS-Abnahme)

von Simulations-Tests durchgeführt werden, in denen z.B. die Bedingungen in einer biologischen Kläranlage oder im Boden simuliert werden. Zu diesen Tests gehören:

- Coupled Units Test
- "Inherent Biodegradability" im Boden.

Eine Gegenüberstellung der verschiedenen Tests mit den wesentlichen Testbedingungen ist in Tabelle 1 zusammengestellt.

2.2 Erfassung der biologischen Abbaubarkeit

2.2.1 Testverfahren im Standversuch

Aus dem Verhältnis von BSB_5 zum COD bzw. zum TOC können Aussagen hinsichtlich des biologischen Abbauverhaltens gemacht werden. Für gut abbaubares Abwasser liegt das Verhältnis COD : BSB_5 bei 1,5 - 2,0. Ein Problem bei der Bestimmung des BSB von schwer abbaubaren Industrieabwässern bzw. von schwer abbaubaren Verbindungen stellt das für die Untersuchung zur Verfügung stehenden Inokulum dar. Häufig kommt es am Anfang zu einer Verzögerung des Abbauvorganges (lag-Phase), wie in Abb. 1 schematisch dargestellt ist.

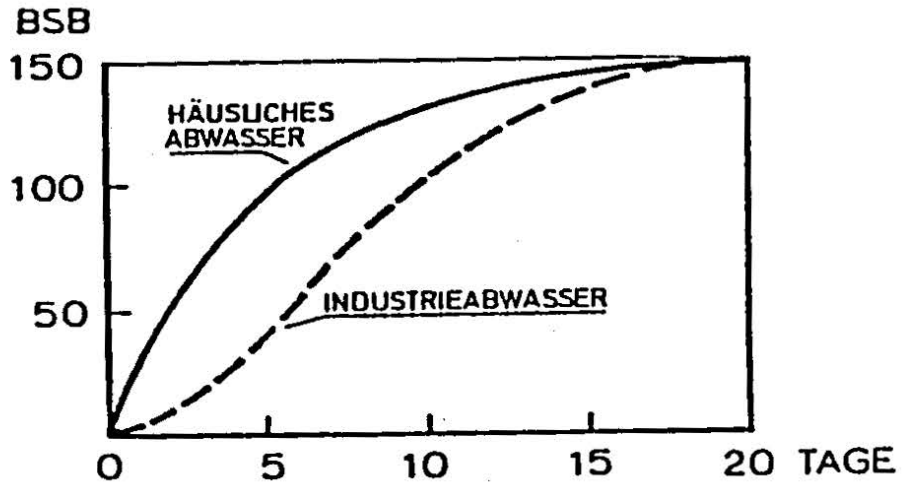


Abb. 1: Verlauf der BSB-Kurve von häuslichem Abwasser und Industrieabwasser mit nicht adaptierten Bakterien

Ganz analog zur klassischen BSB_5-Bestimmung nach dem Verdünnungsverfahren wird beim sogenannten "Geschlossenen Flaschentest" (GF-Test) nach FISCHER (1973) vorgegangen. In der mineralischen Grundnährlösung (Verdünnungswasser) wird die zu untersuchende Testsubstanz in niedriger Konzentration (z.B. 2 - 4 mg/l) hinzugefügt. Die Impfung erfolgt mit einer Erdsuspension oder mit Kläranlagenablauf. Abb. 2 zeigt das Schema der Versuchsdurchführung.

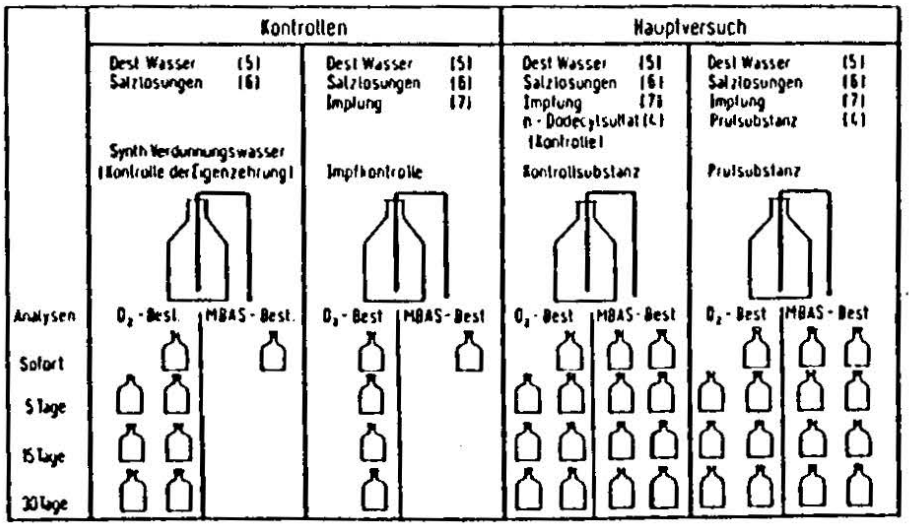


Abb. 2: Schema für den GF-Test nach FISCHER

Für den Abbau von Tensiden (MBAS) entwickelte Test ermöglicht den Vergleich zwischen theoretischem CO_2-Bedarf (berechnet aus Summenformel oder gemessen als TOC) und tatsächlichem BSB. Als Grenzwert für eine genügende Abbaubarkeit müssen nach 30 Tagen mindestens 35 - 40 % erreicht sein.

Bei der Bestimmung der biologischen Abbaubarkeit mit Hilfe des Sapromat (OFFHAUS, 1973) ergeben sich hinsichtlich des Flaschentests gewisse Vorteile:

- konstanter CO_2-Gehalt bei gleichzeitiger chem. CO_2-Entfernung

- automatische Messung des O_2-Verbrauches
- kontinuierliche Umwälzung
- Anwendung höherer Substratkonzentrationen (10 - 100 mg/l).

Der Warburg-Test arbeitet ebenfalls nach dem respirometrischen Prinzip, der Sauerstoffverbrauch wird manometrisch ermittelt. Auch bei diesem Meßverfahren kann auf Grund der höheren O_2-Zufuhr und der chem. Entfernung des gebildeten CO_2 mit erhöhten Substrat- und Bakterienkonzentrationen gearbeitet werden.

Eine weite Verbreitung hat der OECD-Auswahltest (OECD Screening-Test) gefunden. Dabei werden offene Kolben, die eine mineralische Nährsalzlösung und die Testsubstanz in einer Konzentration von 5 - 20 mg/l DOC enthalten mit einer polyvalenten Bakterienpopulation beimpft und über einen Zeitraum von 19 Tagen bebrütet (durch mechanische Bewegung umgewälzt und belüftet).
Der Abbau der Substanz wird auf Grund der DOC-Abnahme verfolgt. Als Ergebnis wird die prozentuelle DOC-Abnahme nach 19 Tagen angegeben.

Der Nachteil der oben angeführten Verfahren ist der große Zeitbedarf, da mit einer niedrigen Biomasse an Bakterien gearbeitet wird, die eher den Verhältnissen in einem Oberflächengewässer entsprechen. Um die Verhältnisse bei der Reinigung von Abwasser auf einer Kläranlage zu simulieren ist es wesentlich günstiger, mit belebtem Schlamm zu arbeiten. Der Sauerstoffverbrauch kann hierbei unmittelbar mit einer Meßeinrichtung (Abb. 3) registriert werden.

Das Ergebnis einer Messung mit gut abbaubarem Abwasser ist in Abb. 4 dargestellt. Zu Beginn des Versuches ist der Sauerstoffverbrauch des unbelasteten Schlammes (ohne Nährstoffzugabe, endogener Abbau) ersichtlich, der als

- Grundatmung OV_G

bezeichnet wird. Bei Zugabe von Abwasser in das Reaktionsgefäß in einer dem Zulauf zur Kläranlage entsprechenden

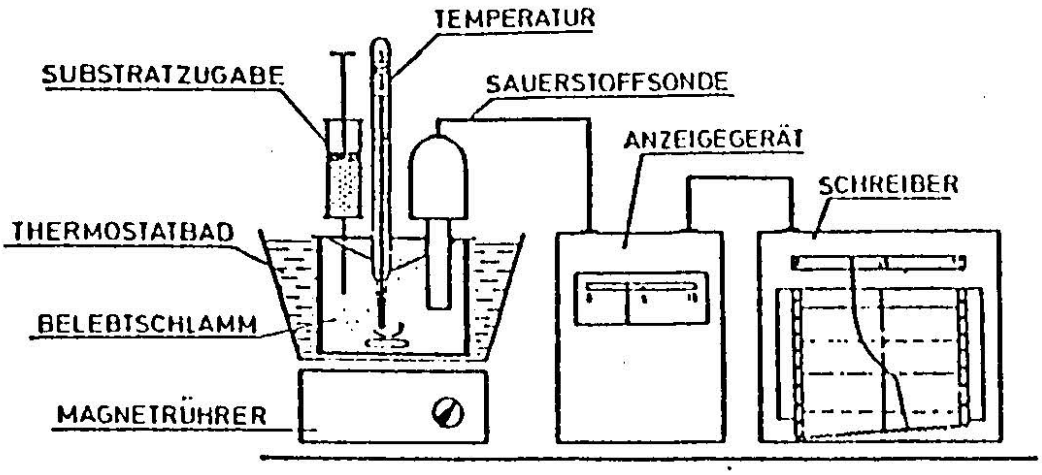


Abb. 3: Meßeinrichtung zur Bestimmung des Sauerstoffverbrauches von belebtem Schlamm

Menge spricht man von der

- Substratatmung OV_S

Wird ein Überschuß von Substrat zugegeben, so steigt der Sauerstoffverbrauch auf einen Höchstwert an. Man bezeichnet diesen als

- Maximalatmung OV_{Max}

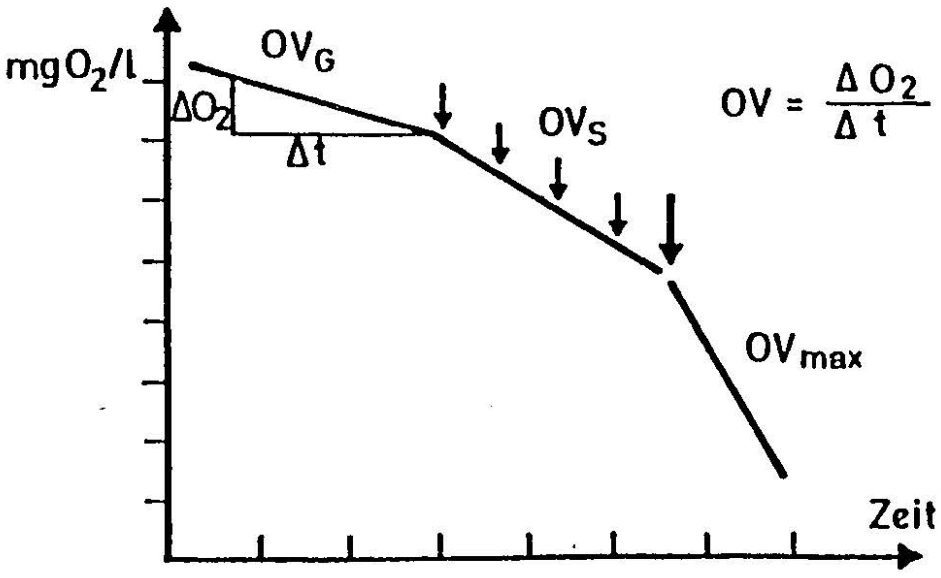


Abb. 4: Sauerstoffverbrauch von Belebtschlamm

Bei der Untersuchung der Abbaubarkeit von Abwasser bzw. von Testsubstanzen mit Hilfe der Schlammatmung können drei Grenzfälle unterschieden werden (Abb. 5). Eine Zunahme des Sauerstoffverbrauches gegenüber der Grundatmung bei der Zugabe von Abwasser weist auf eine biologische Abbaubarkeit hin; tritt keine Änderung des Sauerstoffverbrauches ein, ist das Abwasser von der vorhandenen Bakterienpopulation nicht abbaubar - über eine Adaptation können keine Aussagen gemacht werden. Eine Verminderung des Sauerstoffverbrauches ist schließlich ein Hinweis auf toxische Inhaltsstoffe im zugegebenen Abwasser.

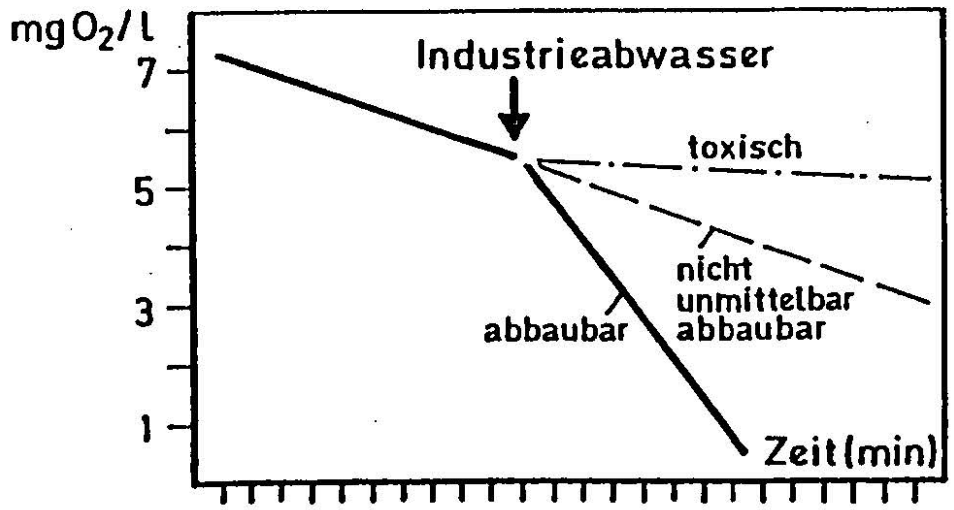


Abb. 5: Schlammatmung bei Industriewasserzugabe

Beim Standversuch nach ZAHN-WELLENS (1974) wird ebenfalls mit Belebtschlamm aus einer Kläranlage gearbeitet. Einem definierten Mineralsalzmedium wird die Testsubstanz in einer Konzentration von 200 - 1000 mg COD/l zugegeben. Der Gehalt an Belebtschlamm im Testgemisch soll ca. 1000 mg/l betragen. Über einen Untersuchungszeitraum von 14 - 28 Tagen wird gerührt und belüftet und in regelmäßigen Abständen die Konzentration des gelösten Substrates als COD oder DOC bestimmt. Der erste Meßwert wird nach 3 Stunden ermittelt. Dieser Wert, wie auch der weitere Verlauf der Eliminationskurve, gibt Auskunft, welche Eliminationsmechanismen vorherrschen. Man kann daraus schließen, ob es sich um Adsorp-

tions- oder biologische Abbauprozesse handelt. Als Beispiel eines Versuchsablaufes sind in Abb. 6 die Versuchsergebnisse mit zwei unterschiedlichen Substanzen aufgetragen.

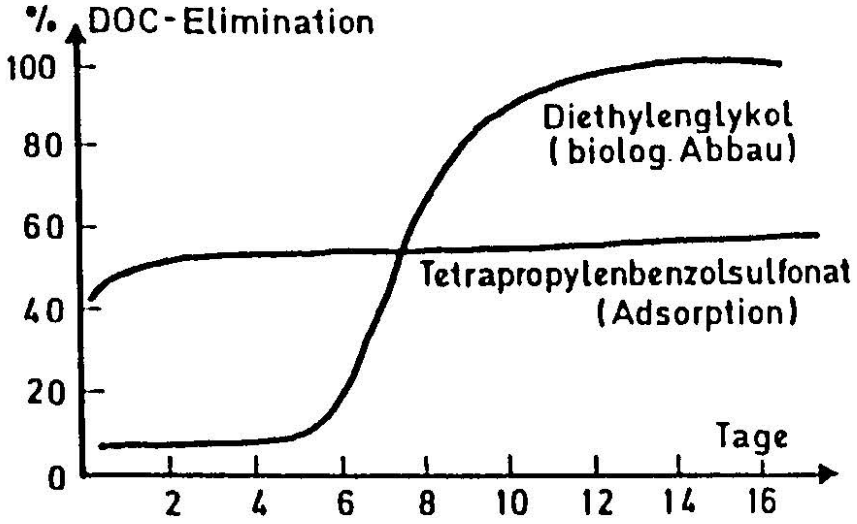


Abb. 6: Eliminationskurven im Standversuch (nach PAGGA, 1983)

Zeigt sich am Ende der Testzeit kein befriedigender Eliminationsgrad, kann der Versuch mit demselben, nur besser adaptierten Belebtschlamm wiederholt werden.

2.2.2 Testverfahren im Durchlaufversuch

Im Standversuch unterliegen die Milieubedingungen einem laufenden Wechsel, während im Durchlaufverfahren eine ständige Zufuhr von Nährlösung (Testsubstanz, Abwasser) und eine Entfernung der Stoffwechselprodukte erfolgen. Dadurch kommt es nach einer gewissen Einlaufzeit zur Einstellung eines Gleichgewichtszustandes (steady state). Das Durchlaufverfahren entspricht daher weitgehend den Verhältnissen, die bei der biologischen Abwasserreinigung auf Kläranlagen vorherrschen.

Die ursprünglich für die Abbauprüfung von Tensiden entwickelten Testverfahren (OECD-Confirmatory Test) beruhen auf dem Schlammbelebungsverfahren. Das Verfahren ist weitgehend standardisiert (DIN 38412, DEV L 24) und wird in genormten Labor-Belebungsanlagen (Abb. 7) durchgeführt.

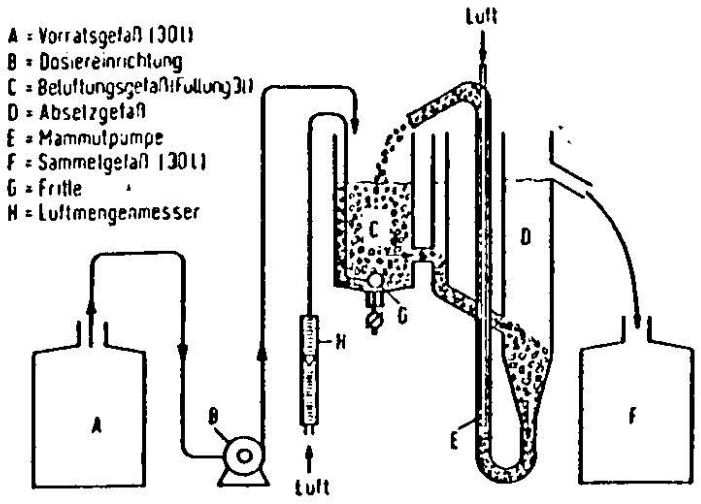


Abb. 7: Laborbelebungsanlage zur Durchführung von biolog. Abbauversuchen (nach DEV L 24)

Als Basisnährlösung wird ein synthetisches Abwasser (Pepton, Fleischextrakt, Harnstoff) verwendet, um die zu untersuchende Substanz in einer Konzentration, die unter praktischen Gesichtspunkten realistisch ist und weder toxisch noch inhibierend auf den belebten Schlamm wirkt, zugesetzt wird. Die Verweilzeit des Abwassers im Belebungsbecken soll drei Stunden betragen. Die Anlage wird mit dem Ablauf einer biolog. Kläranlage beimpft. Nach einer Einarbeitungszeit (nicht länger als 6 Wochen) soll sich gut absetzbarer Belebtschlamm (2 - 3 g oTS/l) und eine gute Reinigungsleistung (gemessen als COD-Abnahme) einstellen. Die eigentliche Abbauprüfung muß innerhalb einer Testzeit von 21 Tagen, innerhalb der mindestens 14 substanzspezifischen Einzelmessungen über den biolog. Abbaugrad (z.B. als MBAS) vorgenommen werden, durchgeführt werden. Das Ergebnis von Versuchen mit leicht und schwer abbaubaren Tensiden ist in Abb. 8 dargestellt.

In Abweichung von den genannten Standardbedingungen kann die biolog. Abbaubarkeit in unterschiedlich ausgebildeten Laboranlagen bzw. technischen Versuchsanlagen durchgeführt werden (z.B. BEGERT, 1978). Wird die zu untersuchende Substanz als alleinige Nährstoffquelle zugesetzt, kann an

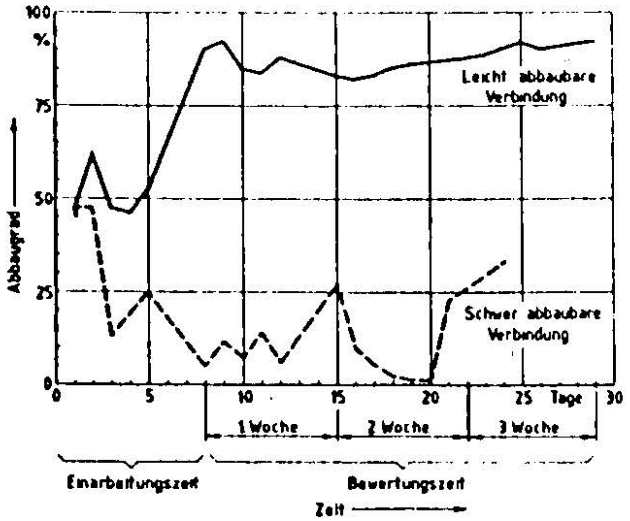


Abb. 8: Abbaukurven von leicht und schwer abbaubaren Verbindungen

Stelle von substanzspezifischen Analysenverfahren auf org. Summenparameter (z.B. COD) zurückgegriffen werden.

Der sogenannte "Coupled Units Test" basiert auf dem OECD Bestätigungstest, nur wird an Stelle von substanzspezifischen Analysenverfahren (z.B. MBAS, Bi AS) mit Summenparametern (z.B. COD) gearbeitet. Um die beiden parallel betriebenen Belebungsanlagen - eine Anlage mit synthetischem Abwasser plus Testsubstanz, die Vergleichsanlage nur mit synthetischem Abwasser - statistisch gesichert vergleichen zu können, werden 50 % des Belebungsbeckeninhaltes der beiden Anlagen täglich gegenseitig ausgetauscht. Durch diese als "Coupling of Units" bezeichnete Operation können statistisch gesicherte Aussagen über den biologischen Abbau von Testsubstanzen in Kläranlagen unter Verwendung von Summenparametern (COD oder DOC) durchgeführt werden (FISCHER, 1975).

2.3 Biologische Abbaubarkeit von Waschmittelinhaltsstoffen

Die waschaktiven Substanzen (Tenside) der Waschmittel weisen in ihrem Aufbau einen wasserabweisenden (hydrophoben)

und einen wasserfreundlichen (hydrophilen) Molekülteil auf. Der hydrophobe Teil basiert meist auf einer mehr oder weniger langen C-Kette, die linear oder verzweigt und allenfals mit einem Benzolkern substituiert sein kann. Dieser hydrophobe Tensidmolekülanteil ist mit einer hydrophilen Gruppierung verbunden. Bei anionischen Tensiden handelt es sich meist um eine Sulfat- bzw. Sulfonatgruppe, bei nichtionischen Tensiden um Glycoletherketten und bei kationischen Tensiden um quartäre Ammoniumgruppen.

Beim biologischen Abbau wird die primäre Molekülstruktur so verändert, daß die grenzflächenaktive Wirkung (z.B. Schaumbildung) verloren geht. Häufig wird beim Abbau zunächst die C-Kette, beginnend von einem Ende abgebaut bzw. es kann auch eine Spaltung in einen hydrophilen und einen hydrophoben Molekülteil eintreten. Die Spaltung des Moleküls bedeutet Primärabbau, die Oxidation zu CO_2 und H_2O Totalabbau.

Bei den anionischen Tensiden ist eine gute Korrelation zwischen Primär- und Totalabbau gegeben. Hohen MBAS (Methylenblau aktive Substanz)-Abnahmen entsprechen auch weitgehenden Totalabbauwerten. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine unverzweigte C-Kette. Nichtionische Tenside weisen diese gute Korrelation zum Teil nicht auf (z.B. Alkylphenolethoxylate - APEO). Wichtig ist, daß die Abbauresultate aus den Screening-Tests (Auswahl-Test) durch die Confirmatory-Tests (Bestätigungs-Test) erhärtet werden. Abb. 9 gibt einen Überblick über das Abbauverhalten verschiedener Tenside.

Die überwiegende Mehrzahl der in textilen Waschmitteln eingesetzten Tenside übertrifft die gesetzlichen Anforderungen hinsichtlich einer Mindestprimärabbaubarkeit von 80 % deutlich. Für anionische Tenside liegen die Werte z.B. zwischen 95 - 99 %. Für den Totalabbau werden Eliminationsraten zwischen 73 - 99 % angegeben.

Tensid	Screening Test		Confirmatory Test	
	Primärabbau	Endabbau	Primärabbau	Endabbau
anionische Tenside				
TPS	○	○	○	○
LAS	◑	◑	◑	◑
AS	●	●	●	●
FAS	●	●	●	●
FES	●	●		
ES	●	●		●
nichtionische Tenside				
FAE	●	●	●	●
OAE	●	◑	●	◑
APE	◑	○	●	◑

● sehr gut ◑ gut ○ unvollständig

Abb. 9: Biologische Abbaubarkeit von Tensiden (nach BERTH, 1984)

Ähnlich liegen die Werte für die heute in den Waschmitteln eingesetzten nicht-ionischen Tensiden (FAEO). Für die kationischen Tenside ist zwar grundsätzlich auch eine hohe biologische Abbaufähigkeit nachgewiesen, der bevorzugte Eliminationsweg in Kläranlagen scheint jedoch die Adsorption zu sein (HUBER, 1986).

Eine weitere wichtige Komponente moderner Waschmittel sind die sogenannten "Aufbaustoffe" bzw. "Builder". Früher waren hiefür vor allem Phosphate (Na-Tripolyphosphat) im Einsatz. Die gesetzlichen Maßnahmen zur Reduktion des Phosphateinsatzes in den Waschmitteln einerseits sowie die freiwilligen Maßnahmen der Industrie mit dem Verkauf phosphatfreier Waschmittel andererseits haben jedoch zu einer drastischen Verminderung der Phosphatbelastung durch Waschmittel geführt.

Als Ersatzstoffe sind heute Kombinationen von anorganischen Ionentauschern (Zeolithe, SASIL) und Polycarbonsäuren bzw.

organische Komplexbildner wie NTA oder EDTA in Verwendung. Besonders hinsichtlich des Einsatzes von NTA wurden umfangreiche Untersuchungen und großangelegte Versuche vorgenommen. Eine Studie der FACHGRUPPE WASSERCHEMIE, 1984 dokumentiert das vorhandene Datenmaterial. Wegen des damals nicht nachgewiesenen Abbaues von NTA bei niederen Temperaturen wurde im Hinblick auf die mögliche Remobilisierung von Schwermetallen von einem großangelegten Einsatz in der BRD abgesehen. Auch in Österreich kam NTA bisher nicht zum Einsatz.

In der Schweiz ist NTA jedoch bis zu einer Einsatzmenge von 5 % in den Waschmitteln zugelassen. Seit Jahren laufen daher Untersuchungen über das Abbauverhalten von NTA und EDTA in der Schweiz (SIEGRIST, 1988). Es konnte gezeigt werden, daß für einen 80 - 90 %-igen NTA Abbau im Winterbetrieb (T = 10° C) ein minimales Schlammalter von 4 Tagen in einem Mischbecken eingehalten werden muß. Unter gleichen Verhältnissen werden in einem Becken mit Pfropfenströmung 97 % Abbau erhalten. Der Abbau von NTA kann mit einem mathematischen Modell beschrieben und am Computer simuliert werden.

EDTA wird weder im Sommer noch im Winter biologisch abgebaut. Dadurch ist trotz 10-fach höherer NTA-Fracht im Zulauf die EDTA-Fracht im Ablauf um ein vielfaches höher. Auch in gut nitrifizierenden Anlagen erfolgt kein Abbau. Die Rücklösung von Schwermetallen aus dem Belebtschlamm durch stark variierende NTA-Belastungen ist im Vergleich zur normalen Schwermetallfracht im Ablauf vernachlässigbar klein. EDTA hingegen kann zur Mobilisierung von Schwermetallen beitragen.

3. BETRACHTUNGEN AUS MIKROBIOLOGISCHER SICHT

Biologische Abbauversuche werden in der Regel mit Mischkulturen durchgeführt, wobei die Animpfung mit möglichst polyvalenten Bakterien (FISCHER, 1973; HUBER, 1977) erfolgen

soll. Ein weites Spektrum von zum aeroben Abbau befähigten Bakterien ist üblicherweise im Ablauf von biologischen Kläranlagen bzw. in Erdsuspensionen enthalten, doch sind hier die Keimzahlen relativ gering und es muß mit entsprechend langen (mehrere Tage bis Wochen) Versuchszeiten gearbeitet werden. Ein nahezu ideales Impfmedium stellt der belebte Schlamm aus einer Kläranlage dar, da in diesem, auf Grund der großen Anzahl von im kommunalen Abwasser vorkommenden chemischen Verbindungen, mit größerer Wahrscheinlichkeit bereits an spezielle zu untersuchende Verbindungen adaptierte Bakterien in ausreichender Anzahl vorhanden sein können.

Die Art der Beimpfung stellt daher ein zentrales Problem von Versuchen zur biologischen Abbaubarkeit dar. Es wird häufig beobachtet, daß ein biologischer Abbau verzögert, nach einer gewissen Einfahrphase bzw. nach Adaptation der vorhandenen Mikroorganismen einsetzt (Bildung induktiver Enzyme). Häufig kann es auch vorkommen, daß die Anwesenheit biologisch leicht abbaubarer Verbindungen die Ausbildung von induktiven Enzymen verhindert. In Reinkulturen ergibt sich dadurch der als "Diauxie" bezeichnete sequentielle Abbau von Substraten (Abb. 10), wobei zunächst das leicht abbaubare Substrat I und erst nach einer Adaptationszeit das schwerer abbaubare Substrat II eliminiert wird. Für kontinuierliche Versuche bzw. für den Kläranlagenbetrieb kann man daraus folgern, daß der Abbau von schwer abbaubaren Verbindungen nur bei niedriger Belastung und hohem Schlammalter nach vollständiger Entfernung der biologisch leicht abbaubaren Verbindungen erfolgen kann.

Die Adaption kann auch durch sogenannte Passagen erfolgen. Dabei werden zeitlich aufeinander folgende Versuchsansätze jeweils mit einer geringen Menge des vorherigen Ansatzes beimpft. Im allgemeinen ist nach der dritten Passage keine Steigerung mehr zu erwarten.

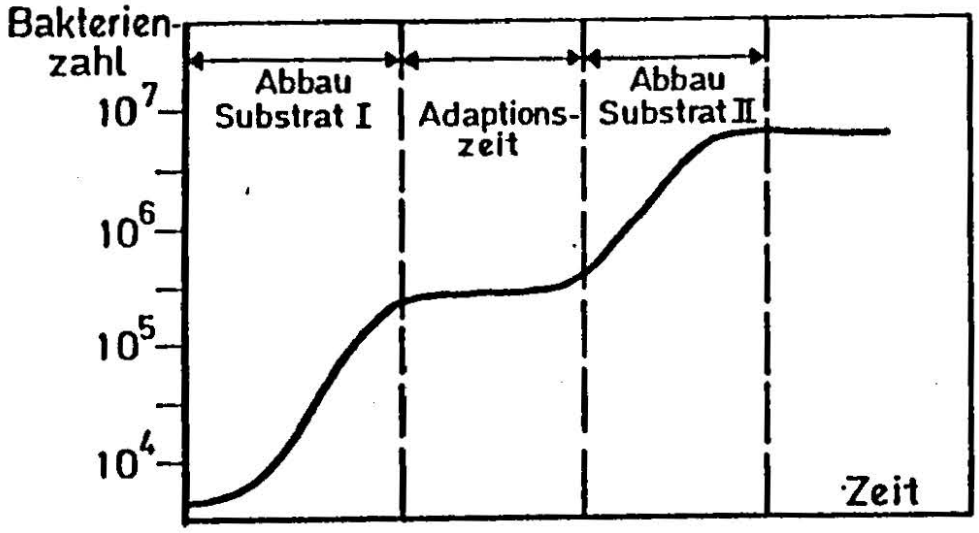


Abb. 10: Diauxie (sequentieller Abbau von Substraten)

Bei niedrigen Konzentrationen tritt eine Limitierung des Wachstums und des Abbaues auf. Mit der Zunahme der Substratkonzentration tritt auch eine Zunahme der Wachstumsrate bis zu einem maximalen Wert auf, der von der Organismenart, der Substratqualität und der Temperatur abhängt. In diesem Konzentrationsbereich verarbeiten die Organismen das Substrat mit maximaler Geschwindigkeit. Bei vielen chemischen Verbindungen führt eine weitere Steigerung der Konzentration zu einer Verminderung der Wachstumsrate, also zu einer toxischen Wirkung. Der Konzentrationsbereich für diese unterschiedlichen Auswirkungen von chemischen Verbindungen auf Wachstums- und Abbauvorgänge schwankt, abhängig von der Art der Verbindung und dem Grad der Adaptierung in weiten Grenzen.

4. ERFASSUNG DER TOXIZITÄT

4.1 Grundlagen

Neben der Bestimmung der biologischen Abbaubarkeit kommt der Erfassung der Toxizität von chemischen Verbindungen und Abwässern die größte Bedeutung zu.

Schon bei den Atmungsversuchen mit belebtem Schlamm wurde festgestellt, daß durch Zugabe von toxischen Substanzen der Sauerstoffverbrauch vermindert wird oder gänzlich unterbleibt.

Eine quantitative Aussage hinsichtlich der wirksamen Konzentrationen kann mit einer Versuchsanordnung nach PAGGA, 1981 erfolgen. Dabei werden Belebtschlamm und synthetisches Abwasser mit unterschiedlichen Mengen der zu untersuchenden Substanz versetzt und 30 Minuten belüftet. Danach wird der Sauerstoffverbrauch der, verschiedene Konzentrationen enthaltenden Testlösungen bestimmt. Trägt man die prozentuelle Abnahme des Sauerstoffverbrauches gegen den Logarithmus der Konzentration der Testsubstanz auf, erhält man eine Gerade, die zur Ermittlung der effektiven Konzentrationen (EC) dienen kann (Abb. 11).

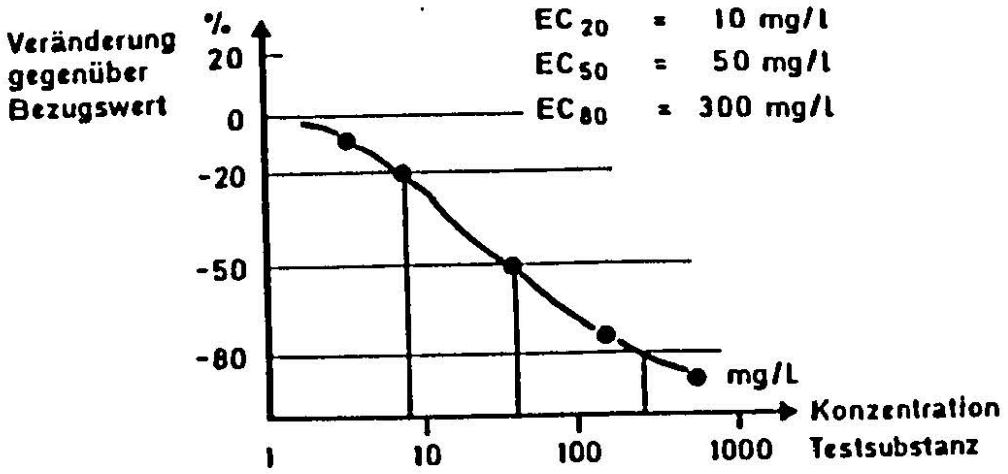


Abb. 11: Kurzzeitatmungstest zur Ermittlung der effektiven Konzentrationen (nach PAGGA, 1981)

Wenn genügend Meßwerte vorliegen, können die EC 20, die EC 50 und die EC 80 graphisch ermittelt werden. Dabei gilt die EC 20 als Grenzwert für den Beginn einer deutlichen Atmungshemmung. Die EC 50, ein Wert der in zahlreichen Toxizitätstests ermittelt wird, wird zum Vergleich der toxischen Wirkung verschiedener Substanzen untereinander

herangezogen. Als Grenzwert für eine vollständige Atmungshemmung wurde die EC 80 gewählt, da eine 100 % Verminderung der Atmung oft auch durch sehr hohe Konzentrationen nicht erreicht werden kann.

Neben diesem Schnelltest mit Belebtschlamm werden häufig Toxizitätsuntersuchungen mit dem Sapromat nach dem sog. Peptontest nach OFFHAUS, 1973 durchgeführt. Auch dabei dient die Verminderung des O_2-Verbrauches durch toxische Substanzen als Meßprinzip.

Bei dem Bakterientest nach ROBRA, 1976 wird der Sauerstoffverbrauch einer Reinkultur von Pseudomonas-Bakterien gemessen, der die zu untersuchende Substanz in einer Verdünnungsreihe mit dem Faktor 2 enthält. Als toxische Grenzkonzentration gilt dabei diejenige Konzentration, bei der im Vergleich mit einem Kontrollansatz ohne Testsubstanz keine Verminderung des Sauerstoffverbrauches mehr auftritt.

Neben der Verminderung des O_2-Verbrauches als relativ einfache Methode zur Erfassung von toxischen Einflüssen sollen auch noch alternative Methoden zur Erfassung der Toxizität genannt werden:

- Dehydrogenaseaktivität (TTC-Test)
- Ureaseaktivität (Spaltung von Harnstoff)
- Hemmung der Nitratreduktion
- ATP-Konzentration
- Bakterienkonzentration (Trübungstest)
- Tests mit Leuchtbakterien.

4.2 Aquatische Toxizität von Tensiden

Wie bei der biologischen Abbaubarkeit ist auch bei der Toxizität ein deutlicher Einfluß der Struktur der Tenside erkennbar. Die toxische Wirkung beruht meist auf der Beeinflussung empfindlicher Membranen. Die Toxizitätsschwellen gegenüber verschiedenen Organismen sind z.B. stark von der Kettenlänge abhängig (Abb. 12).

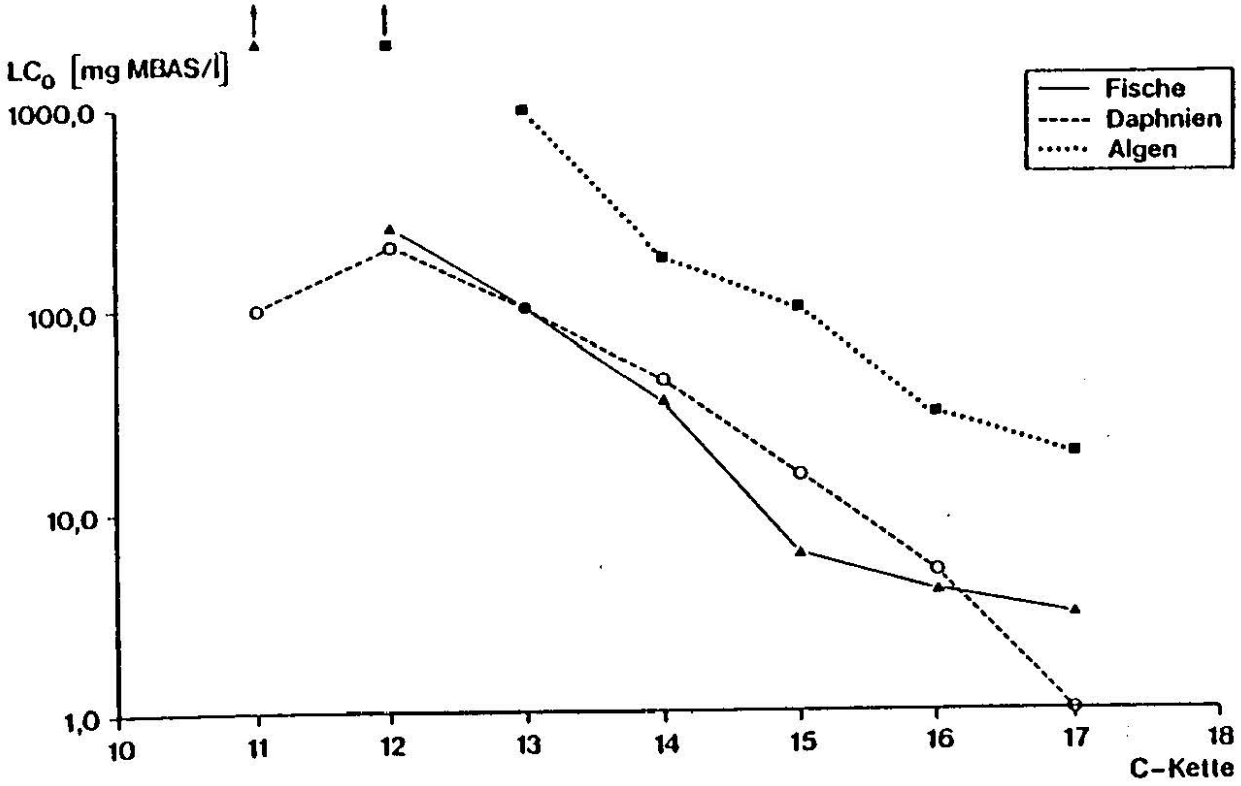


Abb. 12: Toxizität von Alkansulfonaten in Abhängigkeit von der C-Kettenlänge (nach BERTH, 1984)

Ähnliche Einflüsse zeigen sich auch bei den nichtionischen Tensiden (Zunahme der Toxizität mit EO-Zahl).

Neben der akuten Toxizität hat für Tenside und andere Waschmittelinhaltsstoffe auch die chronische Toxizität bei Langzeitexposition Bedeutung. Hier liegen die Konzentrationsbereiche für sehr empfindliche Organismen (z.B. Forellenbrut) oft bereits in einem Bereich von 0,01 - 0,02 mg/l LAS.

Häufig wird die Feststellung gemacht, daß biologische Abbaubarkeit und aquatische Toxizität sich gegenläufig verhalten. Je länger die C-Kette im hydrophoben Teil von Tensiden, desto höher ist die aquatische Toxizität. Verzweigungen in der C-Kette vermindern die Toxizität. Je länger und je weniger verzweigt die C-Kette von Tensiden ist, desto besser ist aber die biologische Abbaubarkeit.

Bei einem Eintrag von Tensiden in die Umwelt, werden die giftigeren Homologen schneller abgebaut als die weniger

giftigen. Meist führt bereits der erste Abbauschritt (Primärabbau) von Tensiden zu einer Verrringerung der Toxizität um zwei Größenordnungen (BERTH, 1984).

5. LITERATUR

BEGERT, A.: Ein Beitrag zur Reinigung der Abwässer eines Chemiefaserwerkes, eines chemischen Betriebes und einer Kokerei.
Wiener Mitteilungen, Band 24 (1978)

BERTH, P., et al: Zur ökologischen Bewertung aktueller Tenside.
Welt-Tensid-Kongreß, München Mai 1984

DEV - Deutsche Einheitsverfahren zur Wasseruntersuchung, Bestimmung der biologischen Abbaubarkeit, Methoden L 24, 25

FACHGRUPPE WASSERCHEMIE IN DER G.D.CH.: NTA-Studie über die aquatische Umweltverträglichkeit von Nitrilotriacetat.
Verlag H. Richarz, Sankt Augustin 1984

FISCHER, W.K.: Prüfung der biologischen Abbaubarkeit von synthetischen Verbindungen.
Vom Wasser, Band 40, 305 (1973)

FISCHER, W.K., GERIKE, P., HOLTMANN, W.: Biodegradability determinations via unspecific analysis in coupled units of the OECD Confirmatory Test
Water Res. 9, 1131-1135 (1975)

HUBER, L.: Biologischer Abbau - Versuch einer Begriffsbestimmung.
Münchner Beiträge, Band 27, 259 (1977)

HUBER, L.: Umweltrelevanz von Chemikalien in der Textilpflege.
Reiniger + Wäscher 39/6, 20-25 (1986)

MATSCHÉ, N.: Biologische Abbaubarkeit, toxische und refraktäre Stoffe.
Wiener Mitteilungen, Band 57 (1985)

OECD Guidelines for Testing of Chemicals (1981)

OFFHAUS, K.: Beurteilung der Abwasserreinigung durch analytische Verfahren.
Münchner Beiträge, Band 24, 169 (1973)

PAGGA, U.: Der Kurzzeitatmungstest - eine einfache Methode zur Bestimmung der Atmungsaktivität von Belebtschlamm. Vom Wasser, Band 57, 263 (1981)

PAGGA, U.: Untersuchungen zum Verhalten von Stoffen in einem Belebtschlammsystem.
Vortragsveranstaltung Biologische Überwachung von Kläranlagen und Gewässern, Karlsruhe, Nov. 1983

ROBRA, K.H.: Bewertung toxischer Inhaltsstoffe ...
GWF 117, 80 (1976)

SIEGRIST, H. et al.: Verhalten der organ. Komplexbildner NTA und EDTA in Belebungsanlagen.
Gas Wasser Abwasser 68, 101-109 (1988)

ZAHN, R., WELLENS, H.: Ein einfaches Verfahren zur Prüfung der biologischen Abbaubarkeit von Produkten und Abwasserinhaltsstoffen.
Chem.Ztg. 98, 228 (1974)

Verfasser:
Univ.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn.
Norbert Matsché
Institut für Wassergüte und
Landschaftswasserbau, TU Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien
Tel. 0222/58801-3140 DW

MIKROBIOLOGIE BEIM BELEBUNGSVERFAHREN

N. Matsché

1. ALLGEMEINES

Die biologische Abwasserreinigung stellt eine Anwendung von Biotechnologie im Umweltschutz dar. Der biologische Abbau von Abwasserinhaltsstoffen durch Mikroorganismen ist eng mit dem Wachstum dieser Organismen verbunden. In der vorliegenden Arbeit sollen zunächst die Grundlagen von mikrobiellen Wachstumsvorgängen mit den wesentlichsten Einflußfaktoren dargestellt werden. Die Beeinflussung von Biozönosen durch unterschiedliche Abwasserverhältnisse, Zugabe von Chemikalien bzw. durch die Änderung der Wachstumsbedingungen, hervorgerufen durch veränderte Betriebsweisen sollen anhand der Blähschlamm- und Schwimmschlammproblematik behandelt werden.

2. WACHSTUM VON MIKROORGANISMEN

Bei der biologischen Abwasserreinigung kommen überwiegend einzellige Organismen (z.B. Bakterien, Protozoen) zur Entwicklung, die sich durch Zellteilung vermehren. Die Zunahme der Zellzahl N in der Zeiteinheit ist der jeweils vorhandenen Zellzahl proportional.

$$\frac{dN}{dt} = \mu \cdot N$$

$$\frac{dN}{N} = \mu \cdot dt$$

$$d\ln N = \mu \cdot dt$$

$$\ln N = \mu \cdot t + \ln N_o$$

$$N = N_o e^{\mu t} \quad \text{bzw.} \quad N = N_o \cdot 10^{kt}$$

$$k = 0{,}434\ \mu$$

Der Proportionalitätsfaktor μ wird als Wachstumsrate (Dimension [Zeit^{-1}]) bezeichnet und ist ein Maß für die Wachstumsgeschwindigkeit. Meist werden Zahlenwerte unter Verwendung von natürlichen Logarithmen (Logarithmen zur Basis e = 2,718) angegeben. Einer Wachstumsrate von $\mu = 1\ [d^{-1}]$ entspricht dann z.B. eine Zunahme der Biomasse um das 2,718-fache pro Tag. Da dieser Zahlenwert nicht sehr anschaulich ist, wird häufig die Generationszeit als Maß für die Wachstumsgeschwindigkeit angegeben. Man versteht darunter diejenige Zeit, die für eine Vermehrung um den Faktor 2, also eine Verdopplung der Biomasse benötigt wird. Der Zusammenhang zwischen Wachstumsrate μ und Generationszeit t_g ergibt sich aus

$$N = \frac{N}{2} \cdot e^{\mu \cdot t_g}$$

$$tg = \frac{\ln 2}{\mu} = \frac{0,69}{\mu}$$

Wachstumsrate bzw. Generationszeit werden von vielen Faktoren (z.B. Art und Konzentration des vorhandenen Substrates, Temperatur, pH, O_2-Konz. etc.) beeinflußt. Die Generationszeit von Bakterien kann unter optimalen Bedingungen einige Minuten (z.B. Darmbakterien E.coli bei 37° C ∿ 20 Min.) betragen, während sie für nitrifizierende Bakterien bei z.B. 15° C (Wachstumsrate von Nitrosomonas sp. $\mu = 0,47\ d^{-1}$) 0,69/0,47 entsprechend 1,47 Tage beträgt.

Werden Bakterien in eine Nährlösung gegeben, so können verschiedene Phasen des Wachstums beobachtet werden. Man spricht von einer Wachstumskurve in einer statischen Kultur (Standversuch).

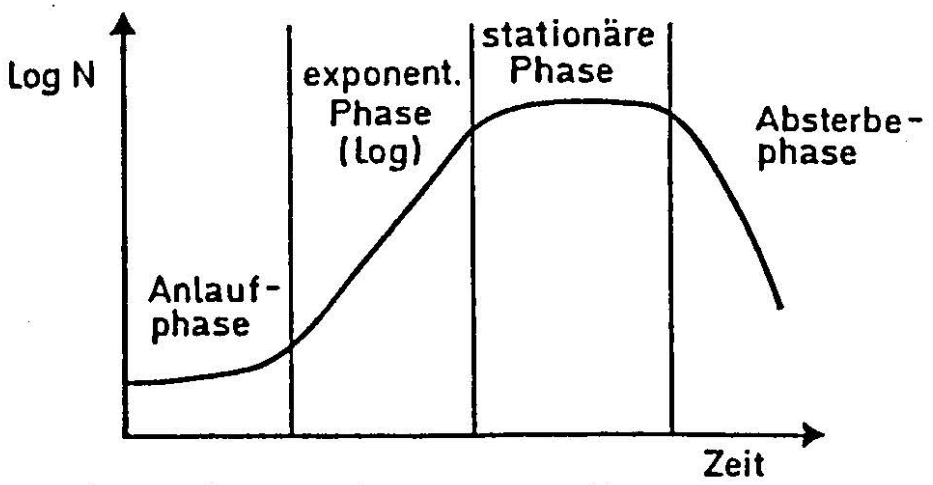


Abb. 1: Die Wachstumsphasen von Mikroorganismen im Standversuch

Während der Anlaufphase tritt eine Gewöhnung der Organismen (= Adaptation) an die neuen Bedingungen ein; die Wachstumsrate beginnt langsam zu steigen bis sie in der exponentiellen Phase (auch logarithmische Phase) ihren unter den gegebenen Umweltbedingungen maximalen Wert erreicht (μ_{max}). Nur während der exponentiellen Phase gelten die weiter oben abgeleiteten Beziehungen. Nach einer gewissen Zeit kommt es zu einer Verminderung der Wachstumsgeschwindigkeit (z.B. bedingt durch einen Mangel an Nährsubstrat oder durch Anreicherung toxischer Stoffwechselprodukte) bis schließlich in der stationären Phase kein weiteres Wachstum mehr beobachtet werden kann. Bei Substratmangel veratmen die Organismen in dieser Phase Reservestoffe, empfindliche Zellen beginnen abzusterben. In der nun folgenden Absterbephase überwiegen die Absterbevorgänge, wobei besonders gewisse Stoffwechselprodukte (z.B. Säuren) von Einfluß sein können. Unter Umständen kann es auch durch zelleigene Enzyme zur Auflösung von Zellen kommen (Autolyse).

Typische Beispiele für Wachstumskurven können bei Massenentwicklungen (z.B. Algenblüten) in Gewässern beobachtet werden. Die Vorgänge in den verschiedenen Phasen sind aber auch für das Verständnis der bei der biologischen Abwasserreinigung stattfindenden Prozesse von Bedeutung.

Die experimentelle Bestimmung von maximalen Wachstumsraten kann im Standversuch bei ausreichender Substratkonzentration durch die zeitliche Veränderung der Bakterienkonzentration (z.B. gravimetrisch, Trübungsmessung, Stoffumsatz) ermittelt werden. Vergleichbare Verhältnisse liegen auch beim Einfahren von Belebungsanlagen vor, solange noch kein Überschußschlamm abgezogen wird. Dabei kann z.B. die zeitliche Zunahme des Sauerstoffverbrauches zur Abschätzung der Wachstumsrate herangezogen werden. Auf analoge Weise lassen sich auch Wachstumsraten von Nitrifikanten bei beginnender Nitrifikation ermitteln.

3. BEEINFLUSSENDE FAKTOREN DES WACHSTUMS

3.1 Substratkonzentration

Unter einem wachstumsbegrenzenden (limitierenden) Substrat wird ein Nährstoff verstanden, der für den jeweiligen Organismus unentbehrlich ist und in der Nährlösung zuerst verbraucht ist (Minimumfaktor). Die Abhängigkeit der Wachstumsrate eines Organismus von der Konzentration eines solchen begrenzenden Nährstoffes läßt sich in Form einer Sättigungskurve darstellen (Abb. 2), für die folgende Beziehung gilt:

$$\mu = \mu_{max} \frac{S}{K_s + S}$$

μ - Wachstumsrate [d^{-1}]

μ_{max} - Wachstumsrate bei unbegrenztem Substratangebot [d^{-1}]

S - Konzentration des begrenzenden Substrates [mg/l]

K_s - Sättigungskonstante, Nährstoffkonzentration bei der $\mu = 0{,}5\ \mu_{max}$ [mg/l]

Die Größe von K_s beeinflußt die Form der Kurve und ist ein Maß für die Substratspezifität. Die Konzentrationen für K_s liegen für biologisch gut abbaubare Verbindungen (z.B. Kohlenhydrate, Aminosäuren etc.) in der Größenordnung von wenigen mg/l, sie sind jedoch für jeden bestimmten Organis-

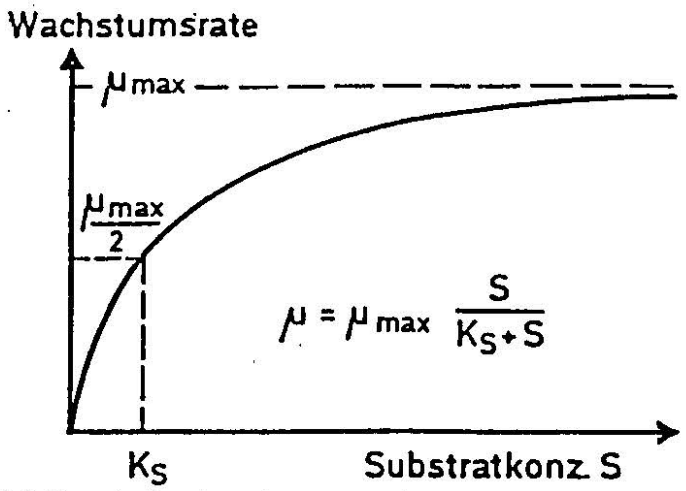


Abb. 2: Abhängigkeit der Wachstumsrate μ von der Substratkonzentration S

mus substanzabhängig und können bei verschiedenen Organismen stark variieren. Diese Tatsache ist für die Konkurrenz verschiedener Organismen in einer Mischkultur sehr bedeutend. Bei niederen Substratkonzentrationen wird sich vornehmlich jener Organismus mit dem kleineren K_s-Wert entwickeln, während bei hoher Substratkonzentration ein anderer Organismus mit relativ hohem K_s-Wert zur Entwicklung kommt.

Bei der biologischen Abwasserreinigung können die angeführten Gesetzmäßigkeiten meist nur qualitativ beobachtet werden, da das Substrat (z.B. häusliches Abwasser) aus vielen Einzelkomponenten zusammengesetzt ist und die abbauenden Organismen in der Regel eine komplexe Biozönose (Belebtschlamm) darstellen, so daß sich die verschiedenen Kurven überlagern. Ausnahmen bilden z.B. die Behandlung spezifischer Industrieabwässer, die oft nur aus einer einzigen Komponente bestehen und die Oxidation von Stickstoffverbindungen durch nitrifizierende Bakterien. Besonders im Falle der Nitrifikation wird ein definiertes Substrat (NH_4^+ bzw. NO_2^-) von einem spezifischen Organismus (Nitrosomonas bzw. Nitrobacter) oxidiert. Obwohl die N-Verbindungen gemeinsam mit einer großen Anzahl von organischen Verbindungen im Abwasser vorkommen und auch die nitrifizierenden Bakterien nur einen geringen Anteil in der Biomasse des aus vielen verschiedenen Organismen bestehenden Belebtschlammes darstellen, können wegen der spezifischen Vorgänge bei der

Nitrifikation die theoretischen Beziehungen zwischen Wachstumsrate und Substratkonzentration angewandt werden.

3.2 Temperatur

Wachstum ist nur innerhalb bestimmter Temperaturgrenzen für einen bestimmten Organismus möglich. In diesem Bereich führen Temperaturerhöhungen zunächst zu einer Intensivierung der Wachstumsvorgänge, nach Erreichen eines Optimums erfolgt jedoch ein steiler Abfall bis zum völligen Stillstand des Wachstums. Je nach bevorzugtem Temperaturbereich unterscheidet man zwischen

psychrophilen (kälteliebenden) Bakterien	5 - 20° C
mesophilen Bakterien	20 - 45° C
thermophilen Bakterien	45 - 60° C

In der Praxis wird die Temperaturabhängigkeit meist mit dem Temperaturquotienten Q_{10} abgeschätzt. Dieser Quotient ergibt sich aus dem Verhältnis der Wachstumsraten bei t° C und bei (t - 10)° C und liegt für die meisten biologischen Prozesse im Bereich der Raumtemperatur bei etwa 2. Für eine Temperatursteigerung um 1° C ergibt sich daher ein Faktor von 1,072. Ist die Wachstumsrate für eine bestimmte Temperatur bekannt (z.B. 15° C), kann sie für eine andere Temperatur (z.B. 20° C) nach der Formel

$$\mu_{20} = \mu_{15} \cdot 1{,}072^{(20-15)}$$

$$\mu_{20} = \mu_{15} \cdot 1{,}42$$

berechnet werden.

3.3 pH-Wert

Die meisten Bakterien haben ihr Wachstumsoptimum bei einem pH-Wert zwischen 7 und 8, während Pilze und Hefen bei pH-Werten < 5 optimal wachsen. Durch eine Absenkung des pH-Wertes kann es in einer Mischkultur zu einem Selektionsvorteil von Pilzen gegenüber Bakterien kommen. Tatsächlich wird in der Praxis häufig ein hoher Anteil von Pilzfäden

im Belebtschlamm von Anlagen gefunden, denen saure Abwässer zugeleitet werden (z.B. Fruchtsaftherstellung, Brauerei, Molkerei).

Der Einhaltung eines bestimmten pH-Wertes während des Wachstums kommt vor allem bei den Mikroorganismen eine Bedeutung zu, die in ihrem Stoffwechsel Säuren produzieren aber keine pH-Absenkung vertragen. Durch Säurebildung kann es z.B. zu einer Verminderung der Wachstumsrate und schließlich zum Absterben kommen. Ein typisches Beispiel für ein solches Verhalten stellen die nitrifizierenden Bakterien dar.

Durch eine gute Pufferwirkung (geringe pH-Verschiebung bei Zugabe von Säuren oder Laugen) die im Abwasser durch eine ausreichende Konzentration von Bicarbonat (Karbonathärte) hervorgerufen wird, können starke Abweichungen vom neutralen pH-Wert vermieden werden.

Neben den behandelten Parametern Substratkonzentration, Temperatur und pH-Wert haben auch noch Faktoren wie Redoxpotential (aerobe, anaerobe Bedingungen) oder Salzgehalt (osmotischer Druck) einen Einfluß auf das Wachstum. Auch hier werden sich in einer Mischkultur diejenigen Organismen überwiegend entwickeln, die unter den gegebenen Bedingungen die höchste Wachstumsrate aufweisen.

4. KONTINUIERLICHE WACHSTUMSVORGÄNGE

4.1 Kontinuierliche Fermentation

In der Praxis der Abwasserreinigung hat man es meist mit kontinuierlichen Verfahren zu tun, bei denen Abwasser der Reinigungsanlage kontinuierlich zufließt und in gleicher Menge in gereinigtem Zustand wieder abfließt. Zunächst soll ein System betrachtet werden, bei dem nur ein vollständig durchmischtes Becken vorhanden ist, dem kontinuierlich Nährlösung (Abwasser) zufließt (Abb. 3). Im Becken wachsen Organismen, die das zugeführte Substrat verbrauchen und

die das System zusammen mit dem nicht verbrauchten Substrat wieder verlassen.

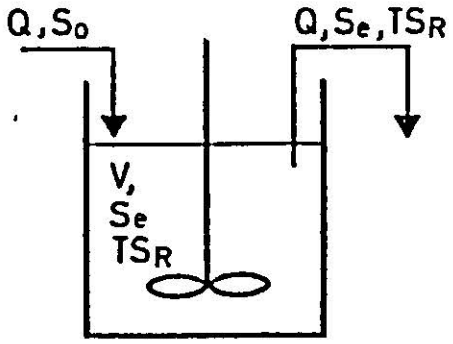


Abb. 3: Kontinuierliche Fermentation, Schema

V - Volumen Reaktionsbecken
Q - Zulaufmenge
S_o - Substratkonz. im Zulauf
S_e - Substratkonz. im Reaktionsbecken bzw. im Ablauf
TS_R - Organismenkonz. im Reaktionsbecken bzw. im Ablauf

Eine Mengenbilanz über die Organismen ergibt

$$V \cdot \frac{dTS_R}{dt} = V \cdot \mu TS_R - Q \cdot TS_R$$

Veränderung der Biomasse im Becken	Zuwachs im Becken	Organismen im Ablauf

Nach einer gewissen Zeit wird ein Gleichgewichtszustand erreicht, bei dem die Konzentrationen im Ablauf konstant bleiben, d.h. es tritt keine zeitliche Änderung der Organismenkonzentration auf

$$\frac{dTS_R}{dt} = 0.$$

Wird gleichzeitig die hydraulische Raumbelastung q_R ($m^3/m^3.d$) für den Quotienten Q/V eingeführt (entspricht der reziproken Belüftungszeit 1/t bzw. der Verdünnungsrate D), so folgt aus der obigen Beziehung

$$\frac{dTS_R}{dt} = 0 = \mu \cdot TS_R - q_R \cdot TS_R$$

$$\mu = q_R = \frac{1}{t} = D$$

Die Wachstumsrate der Mikroorganismen bei der kontinuierlichen Fermentation entspricht der hydraulischen Raumbelastung bzw. der reziproken Belüftungszeit und kann innerhalb bestimmter Grenzen ($0 < \mu < \mu_{max}$) beliebig variiert werden. Überschreitet q_R den Wert von μ_{max}, werden mit dem Ablauf des Systems mehr Organismen entfernt als zur gleichen Zeit im Belüftungsbecken nachwachsen. Als eine Folge davon werden die Organismen ausgewaschen. Im Bereich $0 < q_R < \mu_{max}$ ist das System selbstregulierend, da sich die Wachstumsrate μ der Organismen auf die jeweilige hydraulische Raumbelastung einstellt.

Die Abflußkonzentration ist unabhängig von der Zulaufkonzentration und wird durch die Substratqualität (Größe von K_s) bzw. durch die Wachstumsrate μ_{max} der Organismen beeinflußt. Nähert sich die hydraulische Raumbelastung der maximalen Wachstumsrate, so nähert sich die Ablaufkonzentration sehr rasch der Zulaufkonzentration. Die beschriebenen Zusammenhänge sind in Abb. 4 graphisch dargestellt.

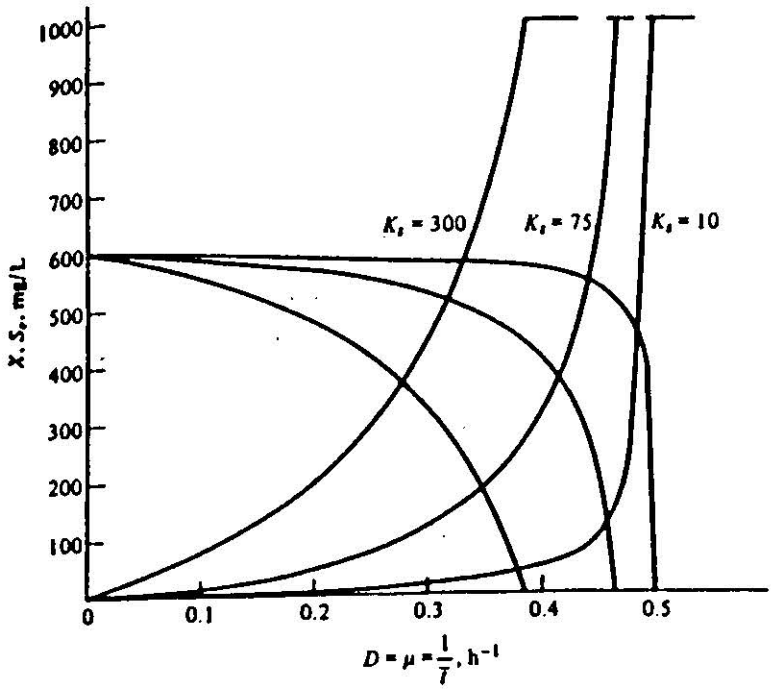


Abb. 4: Abhängigkeit der Biomasse von der Substratkonzentration von der hydraulischen Belastung bei der kontinuierlichen Fermentation
(S_o = 1000 mg/l, Y = 0,6 g TS_R/gS, μ_{max} = 0,5 h^{-1}
K_s = 10, 75, 300 mg/l)

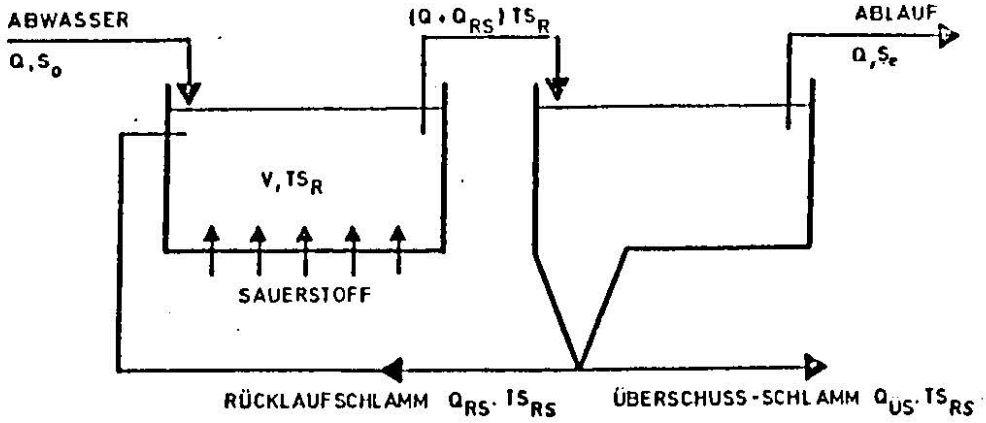
Die kontinuierliche Fermentation kann zur Vorreinigung konzentrierter industrieller Abwässer mit guter Abbaubarkeit der Inhaltsstoffe angewandt werden. Der Ablauf des Fermenters kann dann mit den gebildeten Bakterien in eine kommunale Abwasserreinigungsanlage abgeleitet werden.

4.2 Verfahren mit Rückführung der Biomasse (Belebungsverfahren)

Die Wachstumsrate von Bakterien ist bei den niederen Konzentrationen die im Ablauf erreicht werden müssen und die daher auch im Belüftungsbecken vorherrschen bereits sehr niedrig. Die Bedingung $\mu = q_R$ kann durch eine sehr niedrige Beschickung mit Abwasser erreicht werden, wodurch sich z.B. eine mittlere Belüftungszeit von einigen Tagen ergeben kann. Belüftete Abwasserteiche stellen solche Systeme dar.

Soll das Volumen des Beckens und damit die erforderliche Verweilzeit klein gehalten werden und dennoch eine gute Ablaufqualität erzielt werden, muß eine Rückführung der Organismen aus dem Ablauf in das Belüftungsbecken der Anlage erfolgen. Die Abtrennung der Biomasse aus dem Ablauf des Belüftungsbeckens wird durch Absetzen im Nachklärbecken erreicht; von dort wird sie als Rücklaufschlamm wieder dem Belebungsbecken zugeführt. Ein kleiner Teil wird als Überschußschlamm abgezogen.

Im Gegensatz zur kontinuierlichen Fermentation ist durch die Rückführung der Biomasse auch bei Werten von μ, die wesentlich kleiner als q_R sind, die Einstellung eines Gleichgewichtes möglich. Durch eine entsprechende Wahl des Überschußschlammabzuges und damit verbunden des Schlammalters können auch sehr langsam wachsende Organismen (z.B. nitrifizierende Bakterien) im Belebtschlamm auftreten. Es ist nicht mehr die Belüftungszeit des Abwassers in der Anlage sondern die Aufenthaltszeit des Schlammes (Schlammalter) entscheidend für die Anwesenheit von Organismen mit unterschiedlichen Wachstumsraten.



$$1)\quad Q_{RS} \cdot TS_{RS} = (Q + Q_{RS}) \cdot TS_R$$

$$2)\quad V \frac{dTS_R}{dt} = V \mu TS_R - Q_{ÜS} \cdot TS_{RS}$$

$$\mu = \frac{Q_{ÜS} \cdot TS_{RS}}{V} \cdot \frac{1}{TS_R}$$

$$\mu = \frac{ÜS_R}{TS_R} \cdot \frac{1}{t_s}$$

$$t_s = \frac{TS_R}{ÜS_R}$$

Abb. 5: Einfluß der Rückführung von Biomasse (Belebungsverfahren $\mu = 1/t_s$)

Unter realen Bedingungen - die Verschmutzung des Abwassers setzt sich aus einer Vielzahl verschiedener Verbindungen zusammen und der belebte Schlamm stellt eine komplexe Biozönose vieler unterschiedlicher Mikroorganismen dar - werden jedoch Abweichungen von der Theorie festgestellt. Nach v.d.EMDE muß an Stelle der absoluten Konzentration in der Monod-Kurve die Restverschmutzung S/S_0 verwendet werden (Abb. 6)

- Unabhängig von der Zulaufkonzentration S_0 ist bei gleicher Wachstumsrate (bzw. Schlammalter) die gleiche prozentuale Restverschmutzung im Ablauf vorhanden.
- Restverschmutzung S/S_0 und Wachstumsrate μ bzw. Schlammalter t_s stehen in direktem Zusammenhang.
- Die Kurve entspricht mathematisch der Monod-Beziehung, nur ist für $K_S = r \cdot S_0$ zu setzen. Danach ist K_S direkt abhängig von der Zulaufkonzentration S_0. Der Anteil r

(Restverschmutzung S/S_O bei 0,5 μ_{max}) und die maximale Wachstumsrate μ_{max} bestimmen die Geschwindigkeit des biologischen Abbaues.

$$\mu = \mu_{max} \cdot \frac{S}{r \,.\, S_O + S} \qquad \mu = \mu_{max} \frac{S/S_O}{r + S/S_O}$$

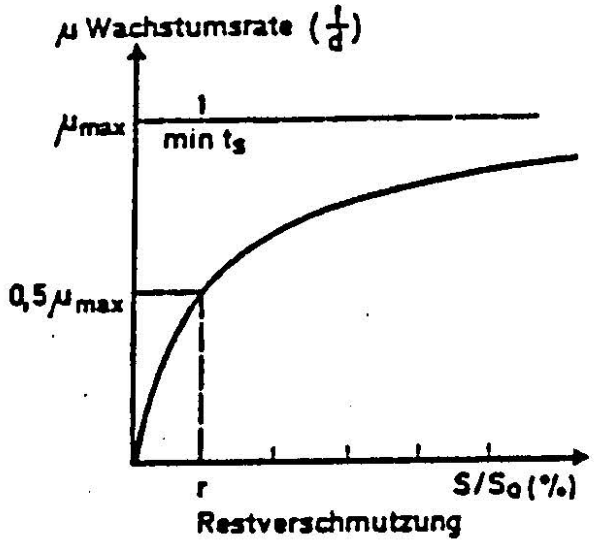


Abb. 6: Wachstumsrate als Funktion der prozentuellen Restverschmutzung

Aus der Monod-Kurve können viele prinzipielle Fragen der Abwasserreinigung geklärt werden (KROISS, 1988). Für die Wachstumsrate μ gilt:

$$\mu = \frac{\text{täglicher Schlammzuwachs (kg/d)}}{\text{Schlammgehalt im Belegungsbecken (kg)}} = \frac{1}{t_s} \; (d^{-1})$$

Da eine geringe Restkonzentration (entsprechend guter Ablaufqualität) nur mit niedriger Wachstumsrate erreicht werden kann, muß einerseits ein geringer Schlammzuwachs und andererseits ein großer Schlammgehalt des Belebungsbeckens angestrebt werden. Die erste Größe kann durch Vorreinigungsstufen (Absetzen, hochbelastete Belebungsstufe) verringert werden, die zweite durch Vergrößerung des Beckenvolumens vergrößert werden.

Biologisch schwer abbaubare Stoffe werden von Bakterien mit niedrigen maximalen Wachstumsraten abgebaut. Da nur solche Stoffe abgebaut werden können, für deren Abbau die maximal

mögliche Wachstumsrate größer ist als die mittlere, werden erfahrungsgemäß schwer abbaubare Stoffe nur in Anlagen mit hohem Schlammalter abgebaut. Mit steigendem Schlammalter nimmt die Anzahl der Substanzen zu, die noch abgebaut werden. So entscheidet z.B. das Schlammalter, ob Ammonium nitrifiziert wird oder nicht, ob der Phosphorersatzstoff in Waschmitteln NTA abgebaut wird oder nicht.

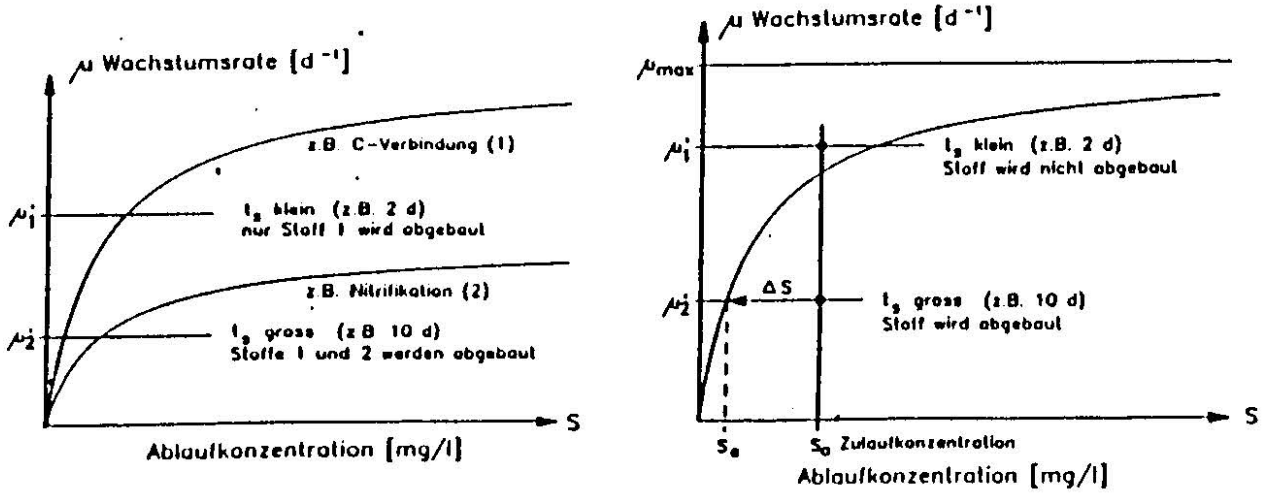


Abb. 7: Abbauverhalten bei unterschiedlichem Schlammalter

Bei sehr niedrigen Zulaufkonzentrationen eines Stoffes (S_o) findet nur bei hohem Schlammalter ein Abbau (ΔS) statt. Mit steigender Verdünnung des Abwassers (S_o wird klein) nimmt bei gleichbleibendem Schlammalter der Abbau (ΔS) ab, da die Ablaufkonzentration fest mit dem Schlammalter gekoppelt ist (Abb. 7). Es muß jedoch auch darauf hingewiesen werden, daß es eine Reihe von Stoffen gibt, die in geringer Konzentration gut abbaubar sind, in hoher aber toxisch für Bakterien wirken.

Aus einem Vergleich der Wachstumskurve mit einem Standversuch mit den Verhältnissen bei der Abwasserreinigung können folgende Schlüsse gezogen werden. Die Anlaufphase und die Phase des exponentiellen Wachstums treten nur beim Einfahren einer neuen Anlage auf, da nur dann Nährstoffe im Überschuß vorhanden sind (d.h. der Ablauf ist von schlechter

Qualität). Mit zunehmender Reinigungsleistung werden die Nährstoffe immer knapper und es tritt eine Limitierung der Wachstumsrate ein, d.h. die Bakterien in einer Belebungsanlage befinden sich gleichsam in der stationären Phase der Wachstumskurve. Wird mit einem sehr hohem Schlammalter gearbeitet (aerobe Stabilisierung), so kommt es in zunehmendem Maß zu einem Absterben der Organismen und der Anteil der aktiven Bakterien des Schlammes geht zurück; auf die Wachstumskurve bezogen befinden sich die Bakterien in einer solchen Anlage in der Absterbephase.

Prinzipiell kann man 2 Faktoren unterscheiden, die zu einer Verminderung der Bakterienmasse führen. Auch im Ruhezustand haben Organismen einen gewissen Stoffumsatz, der als Erhaltungsstoffwechsel bzw. als endogene Atmung bezeichnet wird. Dabei werden in die Zelle eingelagerte Reservestoffe veratmet; es kommt zu einer Verminderung des Zellgewichtes. Auf der anderen Seite kommt es zu einem echten Absterben alter Zellen, einem Vorgang, der ähnlich dem Wachstum nur mit geändertem Vorzeichen abläuft.

Beide Faktoren führen bei hohem Schlammalter zu einer deutlichen Verminderung der Bakterienmasse und damit auch zu einer Erniedrigung der Umsatzraten (Abb. 8).

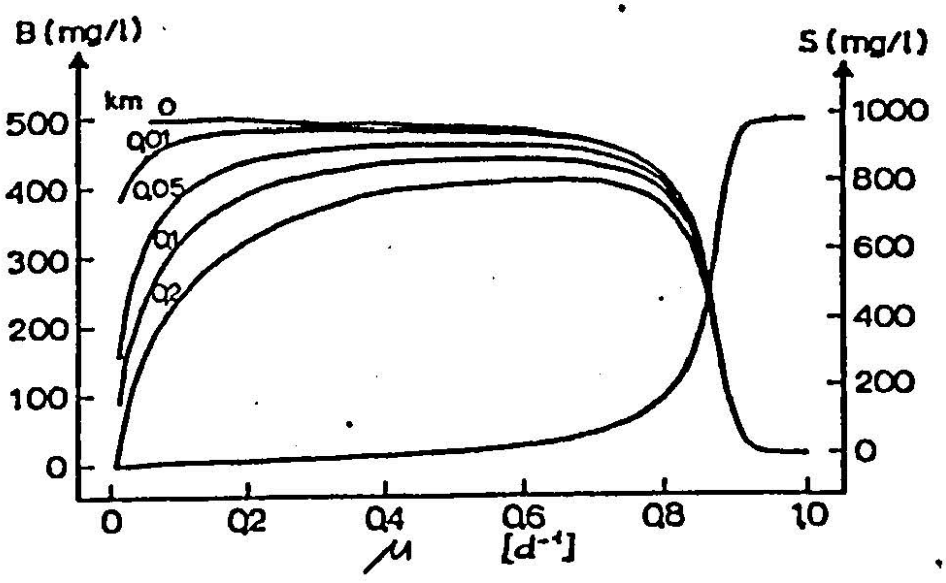


Abb. 8: Einfluß des endogenen Abbaues auf Mikroorganismen als Funktion der Wachstumsrate

In natürlichen Gewässern und bei den Prozessen der biologischen Abwasserreinigung treten in der Regel nicht einzelne Organismen sondern eine Vielzahl verschiedenster Organismen auf. Man spricht von einer Biozönose. Verschiedene Bakterien haben z.B. unterschiedliche Nährstoffansprüche und können sich den Einwirkungen von Temperatur, pH-Wert etc. gegenüber verschieden verhalten. Darüber hinaus spielt auch in diesen relativ einfachen Systemen die sogenannte Nahrungskette bereits eine bedeutende Rolle, d.h. daß z.B. Bakterien höheren Organismen (Ciliaten, Rädertierchen) als Nahrung dienen. Durch diese "Abweidung" von Bakterien tritt eine zusätzliche Verminderung der Bakterienzahl ein, die unter bestimmten Bedingungen den Prozeßablauf entscheidend beeinflussen kann (z.B. Verminderung der Nitrifikanten bei sehr hohem Schlammalter).

In Anlagen mit hohem Schlammalter tritt üblicherweise ein reiches Artenspektrum an Ciliaten auf, während in hochbelasteten Anlagen, insbesonders aber bei kontinuierlichen Fermentationsanlagen mit kurzen Aufenthaltszeiten Ciliaten häufig gänzlich fehlen.

Ein reiches Artenspektrum verschiedenster Organismen ist aber entscheidend für die Stabilität biologischer Systeme, besonders wenn es gilt Störungen von außen auszugleichen. Als Beispiel sei hier auf die gleichzeitige Anwesenheit verschiedener Bakterienarten hingewiesen, die zwar das gleiche Substrat abbauen können, aber ein unterschiedliches Temperaturoptimum besitzen. Je nach Temperaturbedingungen wird diejenige Bakterienart überwiegen, die die besten Wachstumsbedingungen vorfindet. Die anderen werden in der Anzahl zurückgehen, ohne jedoch völlig aus dem System zu verschwinden. Kommt es zu einem Temperaturwechsel, so können unmittelbar diejenigen Bakterien, die jetzt begünstigt sind, sich auf Kosten der anderen entwickeln.

Unter der Stabilität von Ökosystemen wie es z.B. die Biozönose des Belebtschlammes darstellt, versteht man die

Fähigkeit, Störungen von außen weitestgehend auszugleichen. Störungen, die auf ein kontinuierliches System z.B. eine Belebungsanlage einwirken können, stellen u.a. Schwankungen in Menge, Konzentration und Zusammensetzung des Abwassers dar. Aus der Praxis ist bekannt, daß diese Faktoren im allgemeinen eine gut funktionierende Anlage nicht beeinträchtigen; die Ablaufqualität schwankt nur in engen Grenzen. Die komplexe Zusammensetzung des Belebtschlammes ermöglicht einen Abbau derjenigen Abwasserkomponenten, für die geeignete Bakterien anwesend sind. Andererseits sind die Organismen einem ständigen Selektionsdruck unterworfen, indem sich diejenigen am besten entwickeln können, für die die günstigsten Lebensbedingungen vorliegen.

Eine Verringerung der Artenvielfalt, wie sie als Folge einer toxischen Belastung auftreten kann, bewirkt meist eine Verschlechterung der Ablaufqualität. Solche Belastungen richten sich vor allem gegen die empfindlichen Glieder der Population wie z.B. Ciliaten oder nitrifizierenden Bakterien, mit deren Rückgang bzw. Verschwinden oft eine beträchtliche Verschlechterung der Ablaufqualität verbunden ist. Eine Abtötung der Ciliaten bedeutet meist einen Anstieg der Trübung des Ablaufes durch die Erhöhung des Gehaltes an frei schwebenden Bakterien; ein Verschwinden der nitrifizierenden Bakterien ist mit dem Verlust der Nitrifikation verbunden. Eine Wiederherstellung eines stabilen Gleichgewichtszustandes kann, besonders bei niedrigen Temperaturen eine lange Zeit benötigen. Sollen gewisse schwer abbaubare Stoffe, die z.B. in einem bestimmten Industrieabwasser enthalten sind, abgebaut werden, so muß der Belebtschlamm zunächst an das Substrat adaptiert werden. Für die Bakterien des Belebtschlammes sind solche schwer abbaubaren Stoffe zunächst "fremd", sie sind mehr oder weniger unverändert im Ablauf vorhanden. Das neue Substrat kann nun zweierlei Effekte hervorrufen. Eine bereits zu einem gewissen Anteil im Schlamm vorhandene Bakterienart kann dieses Substrat im Prinzip abbauen; die

dafür notwendigen Enzyme werden von den Organismen aber nicht grundsätzlich, sondern nur bei Bedarf, wenn eben das entsprechende Substrat vorhanden ist, gebildet (Enzyminduktion). Die zweite Möglichkeit ist das Heranwachsen einer neuen Bakterienart, die ursprünglich nicht, oder nur ganz untergeordnet, im System vorhanden war. Erst das Vorhandensein des besonderen Substrates ermöglicht das Wachstum. Da beide Vorgänge - die Induktion der entscheidenden Enzyme bzw. das Heranwachsen einer ausreichenden Anzahl von "Spezialisten" Zeit benötigen, ist auch die Adaptation eines Belebtschlammes an ein neues Substrat mit einem entsprechenden Zeitbedarf von einigen Tagen bis zu einigen Wochen verbunden.

Eine Unterbrechung der Substratzufuhr verhindert ein weiteres Wachstum der an das jeweilige Substrat adaptierten Organismen; die vorhandenen werden mit dem Überschußschlamm aus dem System entfernt und nach dem Ablauf einer Zeit von z.B. 5 Schlammaltern hat der Schlamm die Fähigkeit zum Abbau dieses Substrates wieder verloren. Aus diesem Grunde sollen schwer abbaubare Substanzen möglichst kontinuierlich, zumindest in niederer Konzentration im Abwasser vorhanden sein, wenn der Schlamm einen Abbau dieser Substanzen ständig gewährleisten soll. Einen zusätzlichen Sicherheitsfaktor stellt eine niedrige Belastung und daraus resultierend ein hohes Schlammalter für Anlagen zur Entfernung solcher schwer abbaubarer Substanzen dar.

In extremen Fällen, wie z.B. bei der Reinigung spezifischer Abwässer der chemischen Industrie, kann die Artenvielfalt des Belebtschlammes bis zu einer Monokultur reduziert werden, wobei die Stabilität weitgehend verloren gehen kann. Die Reinigungsleistung solcher Anlagen wird innerhalb bestimmter Grenzen sicher zufriedenstellend sein, doch hat das System sein Selbstregulierungsvermögen, z.B. gegenüber einer Veränderung der Abwasserzusammensetzung, verloren. Der Verlust an Stabilität bzw. Selbstregulationsvermögen

bei solchen Anlagen muß dann durch eine umso intensivere Prozeßüberwachung beim Betrieb ausgeglichen werden.

5. BLÄHSCHLAMM - EIN MIKROBIOLOGISCHES PROBLEM DES BELEBUNGSVERFAHRENS

5.1 Allgemeines

Beim Belebungsverfahren sind die Organismen in Flocken gebunden und müssen vom gereinigten Abwasser abgetrennt und in das Belebungsbecken zurückgeführt werden. Da die Abtrennung fast ausschließlich durch Sedimentation erfolgt, müssen die Organismen in gut absetzbaren, kompakten Flocken vorliegen. Nehmen in der Biozönose des belebten Schlammes Organismen überhand, die fadenförmig wachsen und dadurch die verfahrenstechnisch wichtigen Schritte der Abtrennung und Rückführung der Biomasse stören bzw. verhindern, so spricht man von Blähschlamm.

Blähschlamm liegt dann vor, wenn durch die Entwicklung von fadenförmig wachsenden Mikroorganismen die Absetzeigenschaften des belebten Schlammes so weit verschlechtert werden, daß der Verdünnungsschlammindex mehr als 150 ml/g beträgt.

Nach verschiedenen Untersuchungen tritt Blähschlamm in ca. 50 % der Belebungsanlagen zumindest zeitweise auf. Als wesentliche Ursachen hierfür kommen in Frage:

- Zunehmender Anteil industriellen Abwassers in kommunalen Anlagen
- Erhöhte Anforderungen an die Reinigungsleistung und damit Tendenz zur Verringerung der Belastung
- Betriebsweise mit volldurchmischten Becken
- Verteilte Abwasserzuführung

Das Blähschlammproblem hat inzwischen solche Dimensionen angenommen, daß man es mit kurzfristigen Bekämpfungsmaßnahmen nicht mehr endgültig lösen kann. Man sollte daher bei der Planung neuer Belebungsanlagen verfahrenstechnische

Erfahrungen zur Verhinderung des Problems berücksichtigen. Die nachfolgenden Ausführungen wurden in zum Teil gekürzter Form einem Arbeitsbericht der ATV Arbeitsgruppe 2.6.1 "Blähschlammbehandlung und -bekämpfung", dem auch der Verfasser angehört, entnommen.

5.2 Fadenförmige Mikroorganismen

In nahezu jedem belebten Schlamm sind fadenförmige Mikroorganismen vorhanden; sie gehören zur normalen Population des belebten Schlammes. Ihre Anwesenheit kann sogar zu einer stabilen Schlammflocke in der Anlage beitragen. Probleme entstehen erst dann, wenn man von einem massenhaften Wachstum fadenförmiger Organismen sprechen kann. Hierbei handelt es sich meist um fadenförmige Bakterien; Pilze spielen bei Blähschlamm eine untergeordnete Rolle.

Etwa 30 verschiedene fadenförmige Bakterienarten können Blähschlamm verursachen. Viele von diesen Arten sind bisher noch nicht taxonomisch eingeordnet und tragen deswegen nur Typnummern. Die Methode zu ihrer Erkennung im belebten Schlamm ist in einem Handbuch ausführlich beschrieben (EIKELBOOM und v.BUIJSEN 1983). Aufgrund der Verschiedenartigkeit der fadenförmigen Mikroorganismen gibt es keine einheitliche Bekämpfungsmaßnahmen. Es ist daher wichtig, immer erst festzustellen, welche Bakterien in einer bestimmten Anlage Blähschlamm verursachen, bevor Bekämpfungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Die 30 Arten bzw. Typen sind mit unterschiedlicher Häufigkeit im belebten Schlamm anzutreffen. Schlammuntersuchungen an zahlreichen Belebungsanlagen zeigten, daß etwa 90 % aller Blähschlammereignisse von ca. 10 verschiedenen fadenförmigen Bakterien hervorgerufen werden. Die in der Bundesrepublik am häufigsten beobachteten Fadenbildner sind Tab. 1 zu entnehmen. Bei anderen Untersuchungen wurde festgestellt, daß daneben auch Thiothrix sp. und die Fadentypen 0092 bzw. 1851 oft zu Blähschlammproblemen führen.

Tabelle 1: Häufigkeit der wichtigsten in Blähschlamm gefundenen Fadenbildner

Fadentyp	Anteil (%)
Typ 021N	23,3
Microthrix parvicella	15,2
Typ 0041	14,6
Sphaerotilus natans	9,0
Actinomyceten (z.B. Nocardia sp.)	7,3
Haliscomenobacter hydrossis	4,8
Nostocoida limicola	4,2
Typ 1701	3,4
Typ 0961	2,8
Typ 0803	2,5
Anzahl der Blähschlammereignisse	356

Die Entwicklung einer Population von Fadenbildnern in einer bestimmten Anlage hängt mit der Schlammbelastung, der Beschaffenheit des Zulaufes und den Betriebsbedingungen zusammen. In den letzten Jahren gab es verschiedene Ansätze (EIKELBOOM 1977, JENKINS et al. 1984 u.v.m.), von der Anwesenheit bestimmter Fadentypen auf die Ursache des Blähschlammes in einer Anlage rückzuschließen. Diese Zusammenhänge sind jedoch noch umstritten und für endgültige Aussagen bisher zu wenig untersucht.

Die Geschwindigkeit der Entwicklung von Fadenbildnern im belebten Schlamm hängt u.a. von der Belastung der Anlage ab; in vielen Fällen dauert die Bildung eines Blähschlammes nur 1 bis 2 Wochen. Neben der Belastung spielt auch der Fadentyp eine Rolle. Fadenorganismen, die schnell wachsen können (z.B. Typ 021N), führen natürlich schneller zu Blähschlamm als z.B. Microthrix parvicella, die relativ langsam wächst. Auch die Gestalt der Fäden ist von Bedeutung. Lange, kräftige Fäden verursachen schneller und ausgeprägter Blähschlamm als dünne, gekrümmte Fäden. Im Vergleich zur Blähschlammentwicklung dauert es wesentlich länger (meist länger als das dreifache Schlammalter), bis die Fadenbildner nach Bekämpfungsmaßnahmen wieder verschwunden sind.

Zuverlässig und rechtzeitig kann die Entstehung von Blähschlamm nur durch mikroskopische Kontrolle erkannt werden. Für den Praktiker wurde daher eine einfache Analysenmethode entwickelt. Diese ist in dem bereits erwähnten Handbuch beschrieben (EIKELBOOM und v.BUIJSEN 1983). Die Fäden werden nicht gezählt oder gemessen, weil man dafür sehr viel Zeit braucht. Das mikroskopische Bild wird nur mit einer Reihe von Referenzabbildungen verglichen und auf diese Weise in 5 Kategorien eingeteilt. So kann die Anzahl der Fäden einfach und schnell visuell abgeschätzt werden. Deswegen ist die Methode für routinemäßig durchgeführte Kontrollen sehr gut geeignet.

WAGNER (1982) hat den folgenden Zusammenhang zwischen seinen Fädigkeitsstufen und dem Schlammindex festgestellt:

Kategorie	Fäden	ISV (ml/g) (Mittelwert)
0	keine	60
1	wenig	70
2	mäßig	100
3	viel	135
4	sehr viel	265
5	extrem viel	700

5.3 Verursachende Faktoren der Blähschlammbildung

Die Ergebnisse zahlreicher vergleichender Untersuchungen weisen darauf hin, daß die Entstehung und Begünstigung von Blähschlamm sowohl durch die Beschaffenheit des zu behandelnden Abwassers als auch durch die Betriebs- und Verfahrensweise von Abwasserreinigungsanlagen beeinflußt wird.

Da sich fadenförmige von vielen flockenbildenden Mikroorganismen nicht nur morphologisch, sondern auch in ihren physiologischen und wachstumskinetischen Eigenschaften unterscheiden, führen bestimmte Nahrungs- und Milieubedingungen zu unterschiedlichen Wachstumsraten fadenförmiger und flockenbildender Mikroorganismen und ändern damit das Verhältnis ihrer Anteile im belebten Schlamm. Die

Kenntnis dieser Unterschiede ist die Voraussetzung, Belebungsanlagen so zu gestalten und zu betreiben, daß sich flockenbildende gegenüber fadenförmigen Mikroorganismen durchsetzen und sich damit der Schlammindex verringert.

Sofern die Abwasserbeschaffenheit als Ursache von Blähschlamm in Frage kommt, handelt es sich meist um Abwässer mit einem hohen Gehalt an biologisch leicht abbaubaren, gelösten organischen Inhaltsstoffen, insbesondere niedermolekularen Kohlenhydraten, Zuckern und organischen Säuren im Zulauf zur Belebung. Solche Abwässer fallen in erster Linie bei der Verarbeitung pflanzlicher und tierischer Rohstoffe an. Deswegen sind z.B. Anlagen von Brennereien, Brauereien, der Papierindustrie und von Betrieben, die Obst, Gemüse, Milch oder Tierkörper verwerten, besonders anfällig für die Entstehung von Blähschlamm. Der Einfluß von Abwassereinleitern auf den Schlammindex und die Anwesenheit charakteristischer Mikroorganismen ist in Tab. 2 nach Untersuchungen von WAGNER (1982) im süddeutschen Raum beispielhaft angeführt.

Tabelle 2: Einfluß der Abwasserbeschaffenheit auf Schlammindex und Mikroorganismen

Abwasserherkunft	Schlammindex (ml/g)		dominierende Fädenbildner
	50 %-Wert	84 %-Wert	
Kommune	103	184	021N, M.parvicella, 0041
Schlachthof	109	160	021N
Brennerei	103	191	021N, 0041, N. limicola
Obstverwertung	112	209	021N, M.parvicella, S.natans
Tierkörperverwertung	173	226	0041, 021N, N. limicola
Brauerei	169	283	S. natans, 021N, 1701
Gemüseverwertung	173	302	Actinomyceten, 0041, 021N
Milchverwertung	224	490	0092, 021N, H. hydrossis
Papierindustrie	265	613	0041, 021N, Actinomyceten

Häufig sind derartige Abwässer auch durch ein unausgewogenes Nährstoffverhältnis gekennzeichnet. Ein Mangel an Stickstoff (BSB_5 : N = 100 : 5), Phosphor (BSB_5 : P = 100 : 1) steht ebenfalls in Zusammenhang mit der Blähschlammbildung. WAGNER (1982) stellte fest, daß Blähschlamm relativ wenig Phosphor enthält.

Der Einfluß von organischen Säuren auf die Blähschlammbildung wurde schon erwähnt. Niedere organische Säuren entstehen leicht bei einer langen Verweilzeit im Kanal oder in der Vorklärung. Gleichzeitig entsteht dann auch Schwefelwasserstoff, was die Entwicklung bestimmter fadenförmiger Mikroorganismen (u.a. Thiothrix und auch Typ 021N) besonders begünstigt. Solche Verhältnisse liegen vor allem in Kanalsystemen mit schwachem Gefälle (Ablagerungen), Druckrohrleitungen und mangelhaft geräumten Vorklärbecken vor.

Oft stellt sich jedoch massenhaftes Wachstum fadenförmiger Mikroorganismen auch in Belebungsanlagen ein, denen kommunales Abwasser ohne die vorgenannten Besonderheiten zugeführt wird.

Gemessen an der Gesamtheit der Belebungsanlagen tritt bei Anlagen mit langer Verweilzeit in der Vorklärung, mit volldurchmischten Belebungsbecken und auch bei verteilter Abwasserzuführung häufiger Blähschlamm auf.

Dagegen sind folgende Verfahrensweisen weniger stark von Blähschlammbildung betroffen:

- Belebungsanlagen ohne Vorklärung
  In solchen Anlagen enthält der Zulauf einen relativ hohen Anteil an absetzbaren Stoffen, was flockenbildende Bakterien begünstigt und zur Beschwerung der Flocken führt. Aus Abb. 9 geht hervor, daß sich der Schlammindex mit Abnahme der Durchflußzeit des Abwassers im Vorklärbecken verbessert. Die Steigerung der Kurve weist darauf hin, daß für den untersuchten Bereich weniger Zersetzungsvorgänge (Anfaulen) als der veränderte Gehalt an absetzbaren Stoffen Ursache für die Verschlechterung des Schlammindex ist.

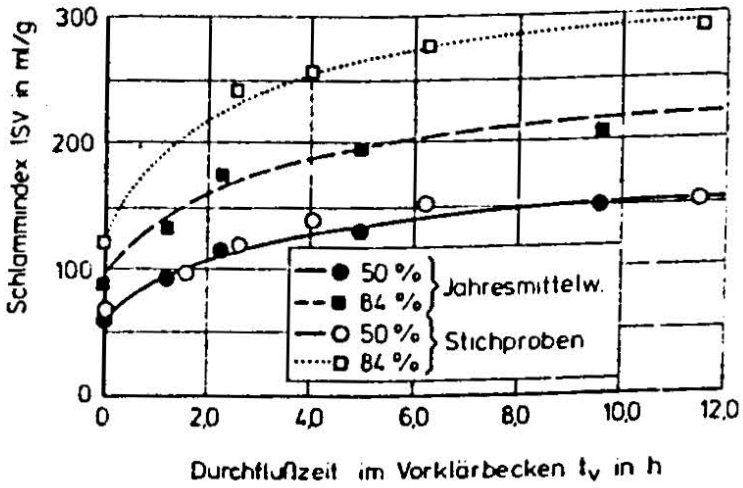


Abb. 9: Schlammindex in Abhängigkeit von der Vorklärzeit (nach WAGNER, 1982)

- Belebungsanlagen mit aerober Schlammstabilisation
  In Oxidationsgräben kann es allerdings zu einer Massenentwicklung von M.parvicella kommen.
- Belebungsanlagen mit simultaner chemischer Fällung
- Belebungsanlagen, denen Tropfkörper ohne Zwischenklärung vorgeschaltet sind
- Belebungsanlagen mit pfropfendurchströmten Becken oder mit einer vorgeschalteten hochbelasteten Kontaktzone (Selektor)
- Belebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation oder einer anaeroben Zone, wie man sie z.B. auch für die biologische Phosphorentfernung benötigt

Die Annahme, daß Blähschlamm häufig auf Überlastungserscheinungen zurückzuführen sei, ist weit verbreitet. Sie ist insofern korrekt, als verschiedene Fadenbildner begünstigt werden, wenn eine Überbelastung zu Sauerstoffmangel im Belebungsbecken führt, weil sie bei niedrigen Sauerstoffkonzentrationen noch relativ schnell wachsen können. Diesen Vorteil verlieren diese Organismen bei einer Sauerstoffkonzentration von über ca. 2 mg/l im Belebungsbecken. Sauerstoffkonzentrationen unter ca. 2 mg/l können also zu

Blähschlamm führen.

Der Einfluß der Schlammbelastung auf die Blähschlammbildung ist sehr komplex, da auch andere Faktoren wie die Form des Belebungsbeckens, die Abwasserbeschaffenheit, die Sauerstoffversorgung, die Art und Weise der Beschickung daneben eine Rolle spielen. Aus diesem Grunde werden in der Literatur auch sehr unterschiedliche, z.T. sogar widersprüchliche Angaben über den Zusammenhang Schlammbelastung-Schlammindex gemacht. Nach den Erfahrungen der Arbeitsgruppe kommt es in volldurchmischten Becken (z.B. auch in kleinen Oxidationsgräben) häufiger bei einer B_{TS} unter ca. 0,05 kg/(kg/d) zu Blähschlammbildung. In Anlagen mit Pfropfenströmung tritt die Bildung von Blähschlamm erst bei einer Belastung von über ca. 0,5 kg/(kg.d) auf.

5.4 Bekämpfung von Blähschlamm

5.4.1 Beschwerung des belebten Schlammes

Die Sinkgeschwindigkeit von Blähschlammflocken kann durch eine Erhöhung ihres spezifischen Gewichtes gesteigert werden. Die einfachste Form, eine solche Beschwerung zu erreichen, ist die Einlagerung der absetzbaren Stoffe des Rohabwassers in die Schlammflocken. In Anlagen ohne Vorklärung kommt es erfahrungsgemäß seltener zur Bildung von Blähschlamm. Selbst beim Auftreten von fadenförmigen Organismen in solchen belebten Schlämmen verhindert das höhere spezifische Gewicht des Schlammes oft sehr hohe Indexwerte. Ist eine Vorklärung vorhanden, so kann beim Auftreten von Blähschlamm ein Teil des Abwassers zeitweise unter Umgehung der Vorklärbecken direkt dem Belebungsbecken zugeführt werden, sofern es die Sauerstoffversorgung erlaubt.

Der Zusatz von Eisen-, Aluminium- oder Calciumsalzen kann die physikalische und biologische Beschaffenheit des belebten Schlammes durch Fällungsreaktionen beeinflussen. Dies hat sich in zahlreichen Anlagen mit Simultanfällung bewährt.

Neben den positiven Auswirkungen auf die Absetzeigenschaften hat die Zugabe von Eisensulfat aber auch einen günstigen Einfluß auf das Eindickverhalten des Schlammes. Eingehende Untersuchungen über diese Fragen wurden von v.d.EMDE und Mitarbeitern (1984) durchgeführt.

In der Literatur (WAGNER 1982, MAIER und KRAUTH 1985) wird darauf hingewiesen, daß bei Simultanfällung nicht alle Fadenorganismen mit gleichem Erfolg eliminiert werden konnten.

5.4.2 Schädigung der Fadenorganismen

Die Zugabe von Chemikalien, die aus den Flocken herausragende Fadenorganismen schädigen bzw. abtöten, stellt ebenfalls eine Methode zur Bekämpfung von Blähschlamm dar. Über den Einsatz von Chlor für diesen Zweck liegen bereits aus der Zeit vor 1940 Erfahrungen aus den USA vor. Über entsprechende Erfahrungen in der Kläranlage Berlin-Ruhleben wurde von SARFERT (1981) berichtet. Nach Untersuchungen von JENKINS et al. (1982) sollen für die Chlorung von belebtem Schlamm folgende Punkte eingehalten werden:

- Die Chlorzugabe muß an einer Stelle mit starker Durchmischung erfolgen.
- An der Zugabestelle soll eine möglichst geringe Chlorzehrung durch sonstige Abwasserinhaltsstoffe auftreten.
- Die Chlorzugabe muß dem gesamten Schlammgehalt in der Anlage angepaßt sein.
- An der Zugabestelle soll die Chlorkonzentration nicht so hoch sein, daß auch die Flocken schwer geschädigt werden (< 15 bis 20 mg/l Cl_2). Es sollte gewährleistet sein, daß die Schlammflocken während der Behandlung mindestens einmal mit dem Chlor in Kontakt kommen.

Nach diesen Forderungen bietet sich in den meisten Fällen Chlorzugabe mit Dosierungen von ca. 2 bis 10 kg Chlor/(1000 kg TS d) zum Rücklaufschlamm an.

Eine Schädigung der Fadenorganismen von Blähschlamm konnte

in manchen Fällen auch durch die Zugabe von H_2O_2 erreicht werden (SCHWARZER et al. 1982).

Dabei kann eine Schädigung v.a. bei solchen Fäden erwartet werden, die weit aus der Flocke herausragen (z.B. Typ 021N, 0961, Sphaerotilus natans). Fäden wie Microthrix parvicella oder Nocardia sp., die in die Flocke eingebunden sind, sind weniger empfindlich.

Eine Schädigung der Fadenbakterien durch starke Oxidationsmittel ist jedoch im allgemeinen mit einer Schädigung der Schlammbiozönose (v.a. Nitrifikanten und Protozoen) und dadurch mit einer deutlichen Verschlechterung der Ablaufqualität verbunden. Außerdem besteht bei Chlorzugabe die Gefahr der unkontrollierten Bildung chlororganischer Verbindungen (AOX), die in den Vorfluter gelangen. Daher sollte die Zugabe von schädigenden Substanzen nur als Notmaßnahme zur Anwendung kommen.

5.4.3 Beeinflussung der Abwasserzusammensetzung

Durch anaerobe Abbauvorgänge kommt es zur Bildung von niederen organischen Säuren und von Schwefelwasserstoff, Verbindungen, die neben einer Geruchsbelästigung auch zur Bildung von Blähschlamm bei der biologischen Reinigung führen können. Daher ist man bemüht, durch entsprechendes Gefälle in den Kanälen und durch regelmäßige Schlammräumung in den Reinigungsanlagen Schlammablagerungen und ein Anfaulen des Abwassers zu vermeiden. Durch eine Vorbelüftung bzw. durch eine Vorbehandlung von angefaultem Abwasser kann eine Verbesserung erreicht werden.

Die Bildung von Blähschlamm kann nach SCHLEGEL (1986) auch durch eine zu lange Aufenthaltszeit des belebten Schlammes im Nachklärbecken verursacht werden. Durch eine Erhöhung der Räumergeschwindigkeit bzw. eine Vergrößerung der Räumschilder konnte bei einigen Anlagen eine Abnahme des Schlammindex erreicht werden.

Das Auftreten von Blähschlamm kann auch durch ein unausgeglichenes Nährstoffverhältnis - Mangel an Stickstoff- und/oder Phosphorverbindungen - hervorgerufen werden. Stickstoff- und Phosphorverbindungen sind zum Wachstum von Bakterien unentbehrlich und müssen bei Mangel in gewerblichen und industriellen Abwässern zugegeben werden. Am zweckmäßigsten erfolgt die Zugabe in Form von möglichst billigen technischen Produkten (Harnstoff, Ammoniumsalze, Handelsdünger). Bei Stickstoffmangel hat sich die Zugabe des N-haltigen Trübwassers aus dem Faulbehälter in das Belebungsbecken bewährt, sofern dadurch keine Überlastung der Belebungsstufe erfolgt. Um eine zusätzliche Eutrophierung der Vorfluter zu vermeiden, sind die Zugaben jedoch unbedingt auf das absolut notwendige Maß zu beschränken und durch eine häufige Analyse des Ablaufes zu kontrollieren.

4.4 Veränderung der Betriebsweise

Bei Untersuchungen in der CSSR (CHUDOBA 1973a, b; 1974) konnte gezeigt werden, daß sich im volldurchmischten Belebungsbecken Blähschlamm bildete, während sich bei der Unterteilung des gleich großen Beckens in mehrere hintereinander durchflossene Kammern (Pfropfenströmung) bei sonst gleichen Versuchsbedingungen keine Fadenorganismen bildeten. Durch Einleitung des gesamten Abwassers in die erste Kammer wird dort der Schlamm hochbelastet. Da hier bereits ein hoher Anteil der Schmutzkonzentration eliminiert wird, nimmt in den folgenden Kammern die Konzentration des verfügbaren Substrates immer weiter ab. In diesen Kammern bildet sich also ein Substratgradient aus, der sich positiv auf die Schlammstruktur auswirkt (Abb. 10).

Bei der Untersuchung von Abwässern der Lebensmittelindustrie wurde die Beobachtung gemacht, daß in Laboranlagen mit starker Blähschlammentwicklung durch Sphaerotilus natans eine erfolgreiche Bekämpfung durch eine Änderung der Abwasserbeschickung möglich war. Eine Umwandlung der kontinuierlichen Beschickung in eine diskontinuierliche brachte

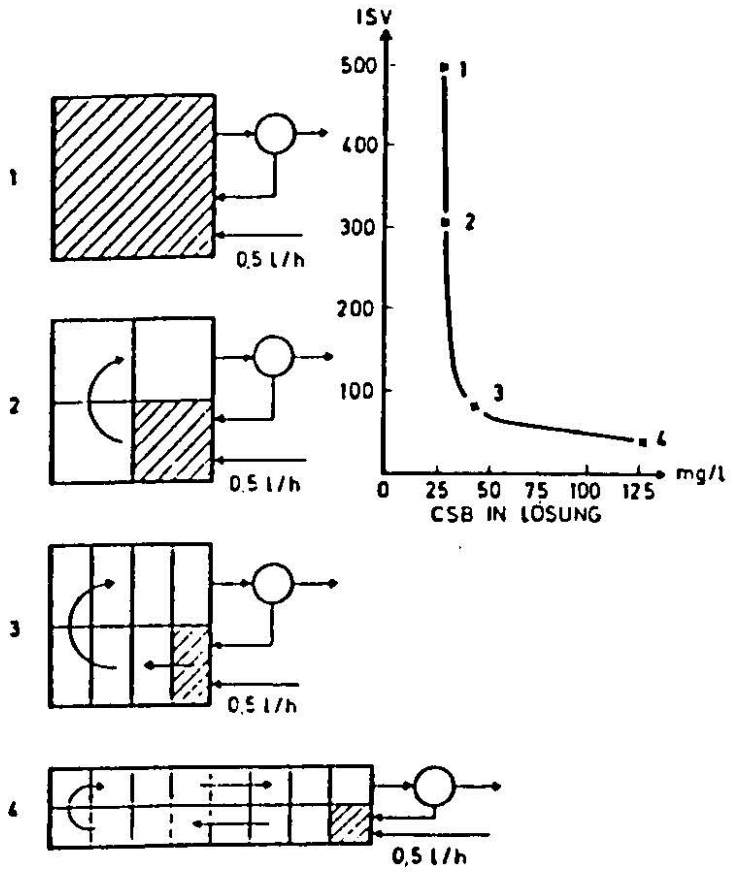


Abb. 10: Einfluß der Unterteilung des Belebungsbeckens auf den Schlammindex (nach CHOUDOBA, 1973a)

S.natans zum Verschwinden. Der Wechsel zwischen hoher Substratkonzentration bei der stoßförmigen Zugabe und niedrigen Konzentrationen in den Zeiträumen ohne Beschickung wirkt sich offensichtlich nachteilig für die Fadenorganismen aus.

Eine Erklärung für diese Beobachtungen könnte folgendermaßen gegeben werden: Ist eine hohe Substratkonzentration vorhanden, nehmen sowohl die Bakterien der Schlammflocken als auch Fadenbakterien das Substrat mit maximaler Rate auf. Erst wenn die Konzentration sehr niedrig ist, sind die Fadenbakterien aufgrund ihrer höheren spezifischen Oberfläche im Vorteil. Da aber im gut flockenden belebten Schlamm die Bakterien in den Flocken überwiegen, verbleibt nach der Phase mit hoher Substratkonzentration nur ein geringer Substratanteil für die Fadenbakterien; sie werden

daher in ihrer Entwicklung eingeschränkt. Noch deutlicher kann man die Verhältnisse mit der Abhängigkeit der Wachstumsgeschwindigkeit von einem wachstumsbegrenzenden Substrat bei zwei konkurrierenden Organismen vereinfacht darstellen (Abb. 11).

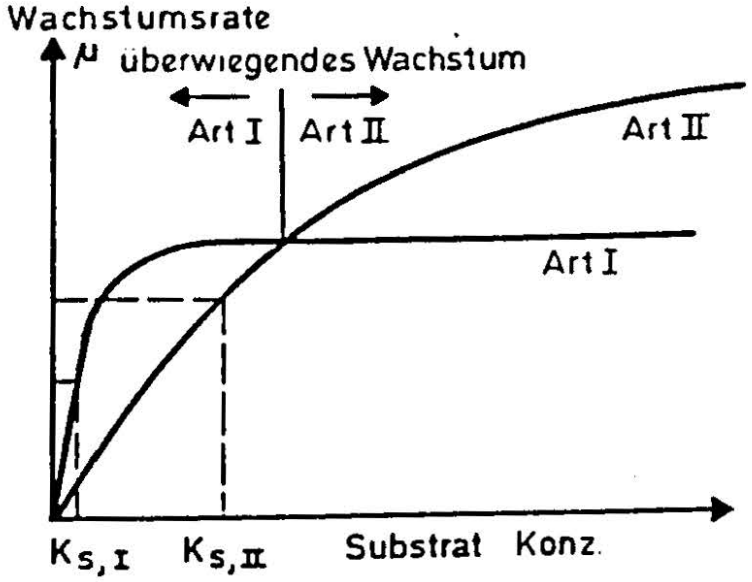


Abb. 11: Konkurrenzfähigkeit zweier Organismenarten mit unterschiedlichem Wachstumsverhalten in Abhängigkeit von der Substratkonzentration (nach CHUDOBA, 1973b)

Die Konzentrationen für K_s liegen im allgemeinen sehr niedrig, sie sind jedoch für jede bestimmte Art substanzabhängig und können bei verschiedenen Arten stark variieren. Diese Tatsache ist für die Konkurrenz verschiedener Arten in einer Mischkultur sehr bedeutend. Bei niedrigen Substratkonzentrationen wird sich vornehmlich die Art mit einem kleinere K_s-Wert entwickeln, während bei hoher Substratkonzentration eine andere Art mit relativ hohem K_s-Wert (und höherem μ_{max}) zur Entwicklung kommt.

Betrachtet man nun die für zwei unterschiedliche Arten dargestellten Kurven so erkennt man deutlich, daß die Art I bei niedrigen Substratkonzentrationen die höhere Wachstumsgeschwindigkeit aufweist und dementsprechend im Vorteil ist. Bei höheren Substratkonzentrationen weist

hingegen die Art II die höhere Wachstumsrate auf und verdrängt dadurch die Art I aus einer Mischkultur. Rein qualitativ kann man nun annehmen, daß das Verhalten von fadenförmigen Organismen dem Verlauf der Kurve I entspricht, während die Flockenbakterien dem Verlauf der Kurve II folgen. Dies steht auch in Einklang mit Beobachtungen aus der Praxis, wo bei Anlagen mit Blähschlammbildung sehr gute Ablaufergebnisse erzielt werden, solange der Schlamm in der Anlage gehalten werden kann. Eine gute Ablaufqualität setzt aber eine hohe Substrataffinität und sehr niedrige K_s-Werte voraus. Bei Untersuchungen mit Reinkulturen von verschiedenen Fadenbildnern wurde festgestellt, daß 3 von 5 bisher untersuchten Stämmen tatsächlich sehr niedrige K_s-Werte für verschiedene Substrate (einschließlich Sauerstoff als limitierenden Faktor) haben. Fadenbildner scheinen also physiologisch sehr gut an nährstoffarme Bedingungen angepaßt zu sein.

In Anlagen mit Pfropfenströmung und auch in Anlagen, in denen Zulauf und Rücklaufschlamm in einem kleinen, separaten Becken gemischt werden, ist die Nährstoffkonzentration periodisch sehr hoch. Die K_s-Werte spielen dann keine Rolle. Bei der Konkurrenz zwischen den Mikroorganismen im belebten Schlamm ist nun entscheidend, welche Arten am besten imstande sind, die Substrate schnell zu speichern. Auch die maximalen Wachstumsraten sind dann wichtig. Es ist festgestellt worden, daß solche Bedingungen die Flockenbildner meistens begünstigen, so daß die Fadenbildner verschwinden. Es ist dabei wichtig, daß die Verweilzeit in der Anlage ausreicht, das Substrat, nachdem es aufgenommen wurde, tatsächlich abbauen zu können. Nur dann sind die Mikroorganismen imstande, aufs neue schnell Substrat zu speichern, wenn sie als Rücklaufschlamm wieder in den ersten Teil des Beckens kommen. Deswegen reicht eine richtige Pfropfenströmung nur dann für die Verhinderung von Blähschlamm aus, wenn die Schlammbelastung, bezogen auf das gesamte Belebungsbecken, einen Wert von ca. 0,5 kg BSB_5/(kg.d) nicht überschreitet.

Von entscheidendem Einfluß auf die Konzentrationsverhältnisse im Belebungsbecken ist das Durchflußverhalten, das zwischen einem Becken mit vollständiger Durchmischung und einem Rohrreaktor mit idealer Pfropfenströmung liegen kann. Untersuchungen in England haben sich sehr ausführlich mit der Durchflußcharakteristik von Belebungsbecken befaßt und einen deutlichen Zusammenhang zwischen Durchflußverhalten und Schlammindex aufgezeigt (TOMLINSON und CHAMBERS 1979).

Hochbelastete, vorgeschaltete Kontaktbecken verändern die Durchflußcharakteristik von Anlagen in Richtung zur Pfropfenströmung. Da in solchen Becken eine Selektion von gut absetzbarem Belebtschlamm erfolgt, werden sie in der Literatur als Selektor bezeichnet. Eine gewisse Selektorwirkung weisen auch vorgeschaltete Denitrifikationsbecken bzw. vorgeschaltete Anaerobbecken zur biologischen Phosphorentfernung auf. Möglichkeiten zur Erweiterung bestehender Anlagen durch Anordnung eines hochbelasteten Kontaktbeckens (Selektor) wurden von EIKELBOOM (1982) angegeben (Abb. 12).

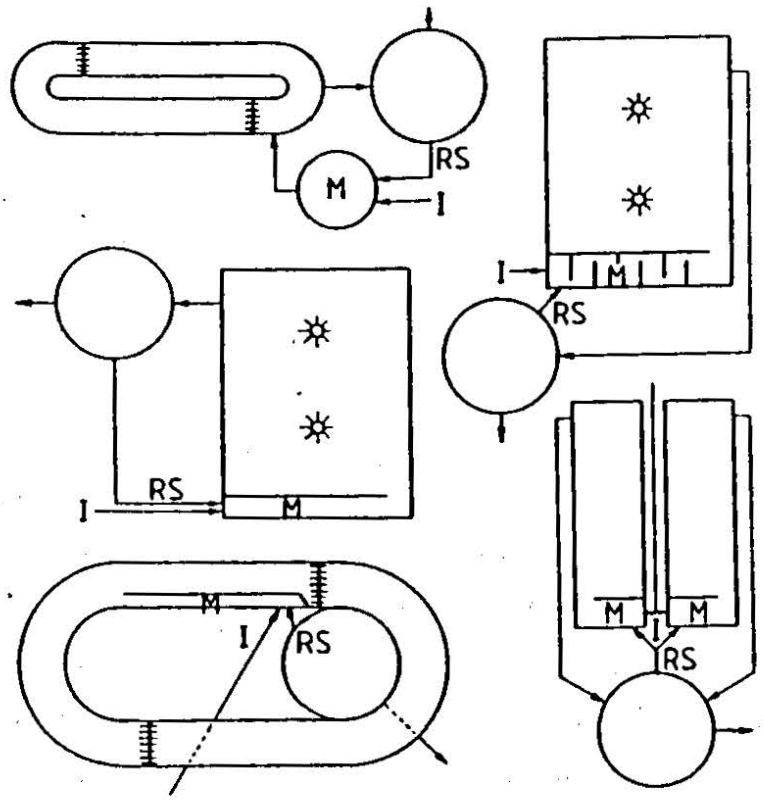


Abb. 12: Belebungsanlagen mit Kontaktbecken zur Blähschlammvermeidung: 5 Beispiele aus den Niederlanden (nach EIKELBOOM 1982) (M = hochbelastete Mischzone; I = Zulauf; RS = Rücklaufschlamm)

Für die Anwendung der Selektortechnik gibt es inzwischen mehrfache Erfolge in der Praxis (Zuckerfabrik Leopoldsdorf - KROISS, 1978, Hauptkläranlage Wien - KROISS, MATSCHÉ, 1985, Berlin-Ruhleben - SARFERT, PETER, 1986).

Die wichtigsten Größen, die bei der Bemessung eines Selektors berücksichtigt werden müssen, sind:
- Kontaktzeit (Menge von Zulauf und Rücklaufschlamm)
- Zusammensetzung und Konzentration des Zulaufes (Verhältnis gelöst/ungelöst; Verhältnis BSB_5/CSB)
- Aktive Biomasse des belebten Schlammes
- Sauerstoffzufuhr zum Selektor

Die Wirkungsweise des Selektors ist dann optimal, wenn die Konzentration der gelösten Stoffe im Ablauf des Selektors um ca. 30 mg/l CSB über der im Ablauf des Nachklärbeckens liegt.

Damit die Kontaktzeit nicht zu kurz wird, sollte das Rücklaufverhältnis nicht zu hoch sein.

Um im Fall von starken Zulaufschwankungen die Kontaktzeit im Selektor nicht zu lange (und die Belastung zu gering) zu halten, sollte der Selektor als Kaskade (z.B. 4 Teilbecken) gestaltet werden.

Als Raumbelastung sollte B_R = 10 kg/(m³.d) angestrebt werden. Für gewisse Industrieabwässer können auch höhere Belastungen gewählt werden (B_R > 20 kg/[m³.d]).

Die spezifische Sauerstoffzufuhr zum Selektor sollte etwa doppelt so hoch wie für das Belebungsbecken gewählt werden. Im Falle von Geruchsbildung sowie bei angestrebter Denitrifikation oder biologischer Phosphorentfernung im Selektor sollte dieser nur gerührt werden. In diesem Fall sollte die Raumbelastung jedoch auf ca. 2,5 kg/(m³.d) reduziert werden.

Vorschläge zur Bemessung von Selektoren für verschiedene Anlagentypen sind in Abb. 13 zusammengestellt.

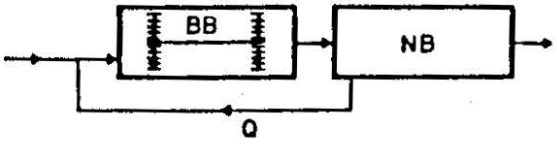
a) Belebungsanlage - BSB_5 = 20 mg/l

B_{TS} = 0,3 kg/kg·d; TS_R = 3,3 kg/m³, B_R = 1 kg/m³·d

t_S = 4 d; OC_R/B_R = 2 kg/kg; OC_R = 2 kg/m³·d

Beispiel: 50 000 EGW; BSB_5 - F(V) = 2000 kg/d

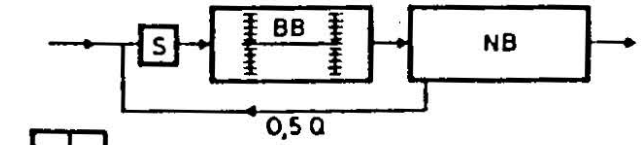
V_{BB} = 2000 m³; OC = 4000 kg/d - 167 kg/h

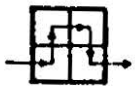


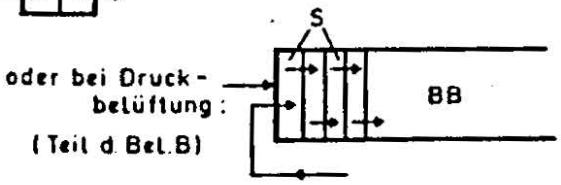
mit Selektor:

B_R (Selekt) = 10 kg/m³·d; V(Selekt) = 200 m³

OC_R(Selekt) = 2·OC_R(BB); OC(Selekt) 2·2·200 = 800 kg/d







b) Belebungsanlage mit Nitrifikation

B_{TS} = 0,15 kg/kg·d; TS_R = 3,3 kg/m³; B_R = 0,5 kg/m³·d

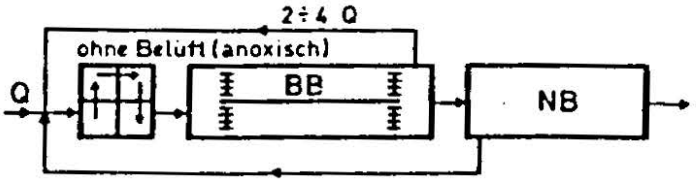
t_S = 8 d; OC_R/B_R = 2,5 kg/kg; OC_R = 1,25 kg/m³·d

Beispiel: 50.000 EGW; BSB_5 - F(V) = 2000 kg·d

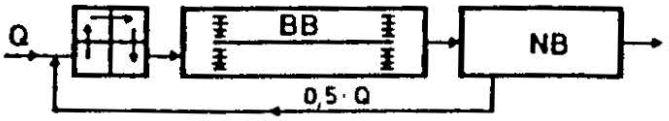
V_{BB} = 4000 m³; OC = 5000 kg/d - 238 kg/h

mit Selektor = vorgeschalt. Denitrif. Becken

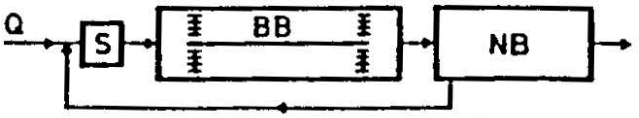
B_R(Selekt) = 2,5 kg/m³·d, V(Selekt) = 800 m³



mit Selektor für simultane Denitrifikation



mit Selektor für simultane Denitrifikation



B_R = 10 kg/m³·d - V_{sel} = 200 m³ (belüftet)

c) Belebungsanlage m. Schlammstabilisat.

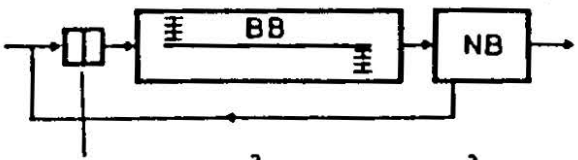
B_{TS} = 0,05 kg/kg·d; TS_R = 5 kg/m³; B_R = 0,25 kg/m³·d

t_S = 23 d; OC_R/B_R = 2,5 kg/kg; OC_R = 0,63 kg/m³·d

Beispiel: 5000 EGW, BSB_5 - F(Z) = 300 kg/d

V_{BB} = 1200 m³; OC = 750 kg/d - 31 kg/h

mit Selektor f. simultane Denitrifikation



B_R = 10 kg/m³·d; V(Sel) = 30 m³ (belüftet)

Abb. 13: Bemessungsvorschläge für die Anwendung eines Selektors zur Vermeidung von Blähschlamm für 3 unterschiedliche Belastungsfälle gemäß ATV: a) Belebungsanlage BSB_5 = 20 mg/l; b) Belebungsanlage mit Nitrifikation; c) Belebungsanlage mit Schlammstabilisation

5.4.5 Sonstige Bekämpfungsmaßnahmen

In der letzten Zeit werden verstärkt Bakterien- und Enzympräparate zur Blähschlammbekämpfung angeboten. Da die empfohlenen Zugabemengen in keinem Verhältnis zur Menge des belebten Schlammes in der Anlage stehen können, ist eine durchgreifende Veränderung der Biozönose und damit der Schlammbeschaffenheit nicht zu erwarten.

Der Arbeitsgruppe sind keine Untersuchungen bekannt, in denen die Zugabe der Präparate zu einem eindeutigen Erfolg bei der Blähschlammverhinderung und -bekämpfung führte.

Der Einsatz von organischen Flockungsmitteln hat in letzter Zeit verschiedentlich zu einer Verbesserung bei Blähschlammproblemen geführt. In Konzentrationen von 2 - 5 g/m³ führt die Zugabe zu einer wesentlichen Vergrößerung der Sinkgeschwindigkeit des belebten Schlammes. Dadurch kann z.B. zu Zeiten erhöhter hydraulischer Belastung (Regenwetter) die Sinkgeschwindigkeit erhöht und der Schlamm vor dem Abtreiben bewahrt werden.

Auch durch den Einsatz von verschiedenen Kohlepräparaten, die dem belebten Schlamm in unterschiedlichen Dosierungen zugegeben werden, konnte verschiedentlich eine Verbesserung des Schlammindex erzielt werden. Hier dürfte das Adsorptionsverhalten der Kohle die Konzentrierung der Substrate und die damit im Zusammenhang stehende Verbesserung der Wettbewerbsbedingungen für die Flockenbakterien verursachen.

6. SCHWIMMSCHLAMMPROBLEME

Schwimmschlammbildung ist ein in den letzten Jahren zunehmendes Problem (LEMMER 1985), bei dem der Schlamm auf die Wasseroberfläche aufsteigt und dort eine Schlammdecke bildet. Schwimmschlamm wird durch ein massenhaftes Vorkommen von Fadenbildnern mit stark hydrophober Zelloberfläche verursacht. Hierbei handelt es sich vorwiegend um

verschiedene Arten von nocardioformen Actinomyceten, verzweigt wachsenden Bakterien. In einigen Fällen tritt Schwimmschlamm auch beim Auftreten anderer Fadenbakterien (z.B. M. parvicella, Typ 1851) auf. Auch bei hohen Feststoffkonzentrationen ohne dominantes Auftreten von fadenförmigen Mikroorganismen kann es zur Bildung von Schwimmschlamm kommen.

Die Flotation des Schlammes in den Belebungsbecken bzw. das Aufschwimmen des Schlammes in der Nachklärung wird bewirkt durch Gasbläschen, die sich in oder an dem stark hydrophoben Fadengewirr der Schwimmschlamm verursachenden Fadenorganismen anheften.

Eine Bekämpfung von Schwimmschlamm kann durch eine selektive Entfernung der Schwimmschlamm- und Schaumfraktion erfolgen. Beim Einbringen dieses Schlammes in die Faulung kann es unter Umständen zum Überschäumen des Faulbehälters kommen. Eine gute Lösung des Schwimmschlammproblems konnte durch eine "selektive Flotation" in einem eigenen Flotationsbecken erreicht werden (PRETORIUS, LAUBSCHER 1987). In manchen Fällen gelingt es, Nocardia durch Erniedrigung des Schlammalters auszuwaschen. Meist geht damit jedoch auch die Nitrifikation verloren. Es muß dabei jedoch beachtet werden, daß mit dem Überschußschlamm auch tatsächlich die Schlammfraktion entfernt wird.

Mit der Zugabe von Substanzen zur Schaum- und Schwimmschlammbekämpfung liegen unterschiedliche Erfahrungen vor. Der Einsatz von Antischlammitteln führte meist zu keinem Erfolg, da diese zur Bekämpfung von leichten "Detergentienschaumen" konzipiert sind.

Da Schwimmschlammprobleme häufig mit dem erhöhten Anfall von Fett in Verbindung stehen (z.B. Großküchen, Fleischerei, Fremdenverkehr, schlechte Wartung von Fettfängen) ergibt sich eine Möglichkeit zur Verbesserung durch den Einsatz fettlösender Enzympräparate.

7. LITERATUR

ATV Arbeitsgruppe 2.6.1 Verminderung und Bekämpfung von Blähschlamm und Schwimmschlamm.
Arbeitsbericht. KA 35, 152-164 (1988)

CHUDOBA, J., OTTOVA, V., MADERA, V.: Control of Activated Sludge Filamentous Bulking I.
Wat.Res. 7, 1163-1182 (1973a)

CHUDOBA, J., GRAU, P., OTTOVA, V.: Control of Activated Sludge Filamentous Bulking II.
Wat.Res. 7, 1389-1406 (1973b)

CHUDOBA, J., BLAHA, J., MADERA, V.: Control of Activated Sludge Filamentous Bulking III.
Wat.Res. 8, 231-237 (1974)

EIKELBOOM, D.H.: Filamentous Organisms Observed in Activated Sludge.
Wat.Res. 9, 365-388 (1975)

EIKELBOOM, D.H.: Identification of Filamentous Organisms in Bulking Activated Sludge.
Prog.Wat.Tech. 8, 153-161 (1977)

EIKELBOOM, D.H.: Biosorption and Prevention of Bulking Sludge by Means of a High Floc Loading.
In: Chambers, B., Tomlinson, E.J. (eds.): Bulking of Activated Sludge, 90-104, Ellis Horwood Chichester (1982)

EIKELBOOM, D.H., v. BUIJSEN, H.J.J.: Handbuch für die mikroskopische Schlammuntersuchung.
Hirthammer München (1983)

v.d. EMDE, W., SZVETITS, K., SADZIK, P.: Untersuchung zur Klärschlammentwässerung durch Zentrifugen.
EWPCA-ISWA 1984, Dokumentation, 323-341, 6. Europ. Abwasser- u. Abfallsymposium München (1984)

v.d. EMDE, W.: Entfernung von Kohlenstoffverbindungen mit belebtem Schlamm.
Fortbildungskurs Biolog. Abwasserr. TU Wien, Februar 1979

JENKINS, D., NEETHLING, J.B., BODE, H., RICHARD, M.G.: The Use of Chlorination for Control of Activated Sludge Bulking.
In: Chambers, B., Tomlinson, E.J. (eds.): Bulking of Activated Sludge, 187-206, Ellis Horwood Chichester (1982)

JENKINS, D., RICHARD, M.G., NEETHLING, J.B.: Causes and Control of Activated Sludge Bulking.
Wat. Poll. Control 83, 455-472 (1984)

KROISS, H.: Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabriksabwasser.
Wiener Mitt. Wasser-Abwasser-Gewässer 25 (1978)

KROISS, H., MATSCHÉ, N.: Versuche und praktische Erfahrungen zur Vermeidung von Blähschlamm auf der Hauptkläranlage Wien.
Wiener Mitt. Wasser-Abwasser-Gewässer 56 (1985)

KROISS, H.: Abwasserreinigung und Gewässerschutz, Möglichkeiten und Grenzen technischer Verfahren.
Antrittsvorlesung TU Wien, November 1988

LEMMER, H.: Mikrobiologische Untersuchungen zur Bildung von Schwimmschlamm auf Kläranlagen.
Dissertation TU München (1985)

LEMMER, H.: The Ecology of Scum Causing Actinomycetes in Sewage Treatment Plants.
Wat.Res. 20, 531-535 (1986)

MAIER, W., KRAUTH, Kh.: Erfahrungen bei der Blähschlammbekämpfung auf Kläranlagen.
Korr. Abw. 32, 245-250 (1985)

MATSCHÉ, N.: Blähschlamm. Ursachen und Bekämpfung.
Wiener Mitt. Wasser-Abwasser-Gewässer 22 (1977)

MATSCHÉ, N.: Wachstumsvorgänge in der Abwasserreinigung.
Fortbildungskurs Biolog. Abwasserr. TU Wien, Februar 1979

PETER, A., SARFERT, F.: Umrüstung des Klärwerks Berlin-Ruhleben mit dem Ziel der weitergehenden Phosphor- und Stickstoffelimination.
Stutt.Ber. Siedl. Wasserwirt. 90, 235-251 (1986)

PRETORIUS, W.A., LAUBSCHER, C.J.P.: Control of Biological Scum in Activated Sludge Plants by Means of Selective Flotation.
Wat.Sci.Tech. 19, 1003-1011 (1987)

SARFERT, F.: Betriebserfahrungen mit der Bekämpfung fadenförmiger Mikroorganismen durch Chlor.
In Berlin. Stutt. Ber. Siedl. Wasserwirt. 70 (1981)

SCHLEGEL, S.: Der Einfluß der Ausbildung und des Betriebes von Vor- und Nachklärbecken auf den Belebtschlammindex.
Österreichische Wasserwirtschaft 38, 208-214 (1986)

SCHWARZER, H., REUSS, N., SCHINDLER, W.: Blähschlammbekämpfung mit H_2O_2.
Korr. Abw. 27, 834-837 (1980)

TOMLINSON, E.J., CHAMBERS, B.: Methods for Prevention of Bulking in Activated Sludge.
Wat.Poll. Control 76, 524-538 (1979)

WAGNER, F.: Ursachen, Verhinderung und Bekämpfung der Blähschlammbildung in Belebungsanlagen.
Stutt.Ber. Siedl.Wasserwirt. 76 (1982)

Verfasser:
Univ.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn.
Norbert Matsché
Institut für Wassergüte und
Landschaftswasserbau, TU Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien
Tel. 0222/58801-3140 DW

NITRIFIKATION UND DENITRIFIKATION

O.Nowak und K.Svardal

1. STICKSTOFFVERBINDUNGEN UND GEWÄSSERSCHUTZ

1.1 Stickstoff im Abwasser

Stickstoffverbindungen sind mengenmäßig nach den Kohlenstoffverbindungen die wichtigste Komponente im Abwasser. Wesentliche Stickstoffquelle im häuslichen Abwasser sind die vom Menschen mit der Nahrung aufgenommenen Proteine, die größtenteils als Harnstoff ins Abwasser gelangen. Außerdem fallen noch verschiedene organische Stickstoffverbindungen im häuslichen Abwasser an.

Harnstoff wird im Kanalnetz rasch zu Ammonium umgewandelt, auch organische Stickstoffverbindungen werden von Bakterien zum Teil hydrolysiert und damit ebenfalls zu Ammonium. Im Zulauf einer Kläranlage liegt Stickstoff daher zumeist in nichtoxidierter Form vor. Der gesamte nichtoxidierte Stickstoff wird als TKN (= total Kjeldahl nitrogen) bezeichnet. Ein Teil davon ist Ammonstickstoff (NH_4-N), der Rest ist in verschiedenen organischen Verbindungen gebunden (org.N).

Oxidierter Stickstoff (Nitrat, Nitrit) befindet sich zumeist nicht im häuslichen Abwasser. Nitrat kann aber außer über Industrieeinleitungen auch durch eintretendes Fremdwasser (Grundwasser) in das Kanalnetz gelangen. Dort wird es je nach Kanalnetz zum Teil schon reduziert. In den Nachtstunden kann jedoch bei undichten Kanalnetzen Nitrat im Zulauf der Kläranlagen festgestellt werden.

In konventionellen biologischen Kläranlagen ohne Nitrifikation wird der organische Stickstoff größtenteils zu Ammonstickstoff hydrolysiert. Bakterien bestehen etwa zu 12 % aus Stickstoff (McKINNEY, 1962). Daher wird ein gewisser Teil des Ammonstickstoff von der Biomasse zum Zellaufbau verwendet und mit dem Überschußschlamm abgezogen. Der größte Teil des zufließenden nichtoxidierten Stickstoffs findet sich jedoch als Ammonstickstoff im Ablauf wieder.

Bei Kläranlagen mit Nitrifikation wird nun der "überschüssige", für den Aufbau der Biomasse nicht erforderliche Ammonstickstoff weitgehend zu Nitrat umgewandelt. Die Gesamtmenge an Stickstoff im Ablauf wird jedoch kaum reduziert.

Bei Kläranlagen mit Nitrifikation und Denitrifikation wird durch entsprechende Betriebsweisen Nitrat zu gasförmigem Stickstoff reduziert, der an die Luft entweicht. Nur durch die Denitrifikation kann der Stickstoff aus dem Abwasser weitgehend entfernt werden.

Ein gewisser Rest an organischem Stickstoff (1-2 mg org.N/l, KAYSER, 1987), der in schwer abbaubaren gelösten Verbindungen (refraktärer CSB) gebunden ist, ist im Ablauf jeder biologischen Kläranlage enthalten.

1.2 Ammonium und Ammoniak

Ammonium, das aus einer nichtnitrifizierenden Kläranlage in den Vorfluter gelangt, wird dort zu Nitrat oxidiert, wobei die Nitrifikation zu einer starken Sauerstoffzehrung im Gewässer führt.

Ammonium (NH_4^+) dissoziiert bei hohem pH-Wert zu Ammoniak (NH_3) (Abb.1). Dies kann z.B. in kleinen Vorflutern im

Sommer bei starker Sonneneinstrahlung vorkommen. Ammoniak ist ein starkes Fischgift!

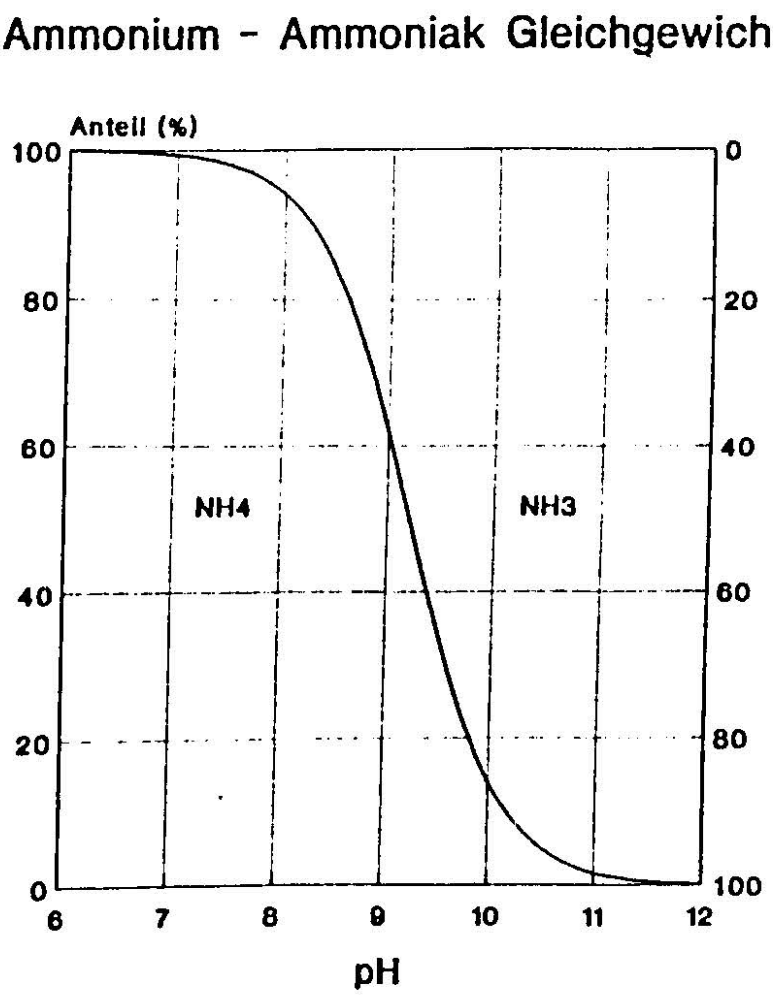


Abb.1: NH_4/NH_3 - Verhältnis in Abhängigkeit vom pH-Wert

Ob in einer Kläranlage nitrifiziert und damit niedrige Ammoniumablaufwerte eingehalten werden sollen, ist daher im wesentlichen eine Frage der Verdünnung, d.h. des Verhältnisses von Wassermenge im Vorfluter zu eingeleiteter Abwassermenge. Bei Kläranlagen an kleinen Vorflutern muß daher auch nitrifiziert werden. Ebenfalls nitrifiziert werden sollte bei Kläranlagen am gestauten Fluß und an Seen, da es sonst durch die hohe Sauerstoffzehrung bei der Nitrifikation zu einem Sauerstoffdefizit kommen könnte.

1.3 Nitrit und Nitrat

Nitrit(NO_2^-) ist ein starkes Fischgift.

Nitrat(NO_3^-) ist in den in Oberflächengewässern üblicherweise auftretenden Konzentrationen unbedenklich. Grundwasser in stark landwirtschaftlich genutzten Regionen ist meist höher mit Nitrat belastet. So liegt der Nitratgehalt im Grundwasser des Marchfeldes bis zum 10-fachen über jenem der Donau. Nitrat kann im menschlichen Körper speziell bei Säuglingen zu Nitrit reduziert werden, das sich besser an Hämoglobin bindet als Sauerstoff und zur Erstickung führen kann. Bei hohen Nitratgehalt im Trinkwasser kann es im sauren Milieu des Magens mit sekundären und tertiären Aminen aus der Nahrung zur Bildung von Nitrosaminen kommen, deren stark krebserregende Wirkung bekannt ist.

1.4 Stickstoff als Nährstoff

Stickstoff und Phosphor sind die wesentlichen Nährstoffe für Algen. In den vergangenen Jahren wurde vor allem darauf geachtet Phosphor aus Kläranlagen, die in "stehende Gewässer" (gestauter Fluß, Seen) einleiten, zu entfernen. Nun könnte aber auch der Stickstoff in manchen Binnengewässern und vor allem im Meer zum limitierenden Faktor für Algenwachstum gemacht werden. Ausreichende Reduktion der Stickstofffrachten, die in das Meer gelangen, könnte also Algenblüten vermeiden.

Ein beträchtlicher Teil des Stickstoffs in den Gewässern kommt allerdings auch aus der Landwirtschaft. Es müssen also Wege gesucht werden, nicht nur Stickstoff aus dem Abwasser zu entfernen, sondern auch die flächenhaften Einleitungen aus der Landwirtschaft zu verringern.

2. GRUNDLAGEN DER NITRIFIKATION

2.1 Stöchiometrie

Organischer Stickstoff wird in der Kanalisation und weiters auch in der Kläranlage zu Ammonium hydrolysiert:

$$\text{org.N} + H_2O \longrightarrow NH_4^+ + OH^-$$

Ammonstickstoff wird durch eine zweistufige biologische Oxidation über Nitrit als Zwischenprodukt in Nitrat übergeführt.

Nitrifikation 1. Stufe durch Nitrosomonas:

$$NH_4^+ + 3/2\ O_2 \longrightarrow NO_2^- + 2H^+ + H_2O + \text{Energie}$$

Nitrifikation 2. Stufe durch Nitrobacter:

$$NO_2^- + 1/2\ O_2 \longrightarrow NO_3^- + \text{Energie}$$

Die Gesamtreaktion

$$NH_4^+ + 2\ O_2 \longrightarrow NO_3^- + 2H^+ + H_2O + \text{Energie}$$

ist gekennzeichnet durch einen hohen Sauerstoffverbrauch (1 g NH_4-N benötigt 4,6 g O_2) und durch eine hohe Säureproduktion (1 Mol NH_4-N bildet 2 Mol H^+).

Die Energie, die bei der Oxidation von NH_4^+ und NO_2^- entsteht, wird von den Nitrifikanten vor allem zum Aufbau neuer Biomasse (Zellsubstanz) verwendet. Der Biomasseaufbau kann unter Verwendung der Näherungsformel für den organischen Anteil der Bakterien $C_5H_7O_2N$ folgendermaßen dargestellt werden:

$$NH_4^+ + HCO_3^- + 4CO_2 + H_2O + \text{Energie} \longrightarrow C_5H_7O_2N + 10\ [O]$$

(WPCF, 1983)

Nitrifikanten sind autotrophe Bakterien. Sie verwenden als Kohlenstoffquelle anorganische Kohlenstoffverbindungen (CO_2) für den Zellaufbau. Dadurch wird einerseits Sauerstoff frei, der für die Oxidation zur Verfügung steht, andererseits wird durch den Aufbau der Biomasse CSB im selben Ausmaß in die biologische Stufe eingetragen. Der CSB der aufgebauten Biomasse wird entweder mit dem Überschußschlamm abgezogen oder führt nach dem Zerfall der Bakterien wieder zu Sauerstoffverbrauch.

Aus der Oxidation von 1 Mol NH_4^+ bzw. 1 Mol NO_2^- wird wesentlich weniger Energie gewonnen, als zum Aufbau von 1 Mol Biomasse erforderlich ist. Die Gesamtreaktion aus Oxidation des Ammoniums zum Nitrat und dem Aufbau der Biomasse kann unter Berücksichtigung des Energiegleichgewichts nun folgendermaßen dargestellt werden:

(WPCF, 1983)

$$NH_4^+ + 1{,}83\ O_2 + 1{,}98\ HCO_3^- \longrightarrow$$
$$0{,}021\ C_5H_7O_2N + 0{,}98\ NO_3^- + 1{,}041\ H_2O + 1{,}88\ H_2CO_3$$

Demnach verringert sich der Sauerstoffverbrauch pro nitrifiziertem g NH_4-N auf 4,2 g O_2. Bei der Oxidation von 1 Mol NH_4^- (14 g NH_4-N) werden 0,021 Mol Biomasse gebildet. Zur Oxidation von 1 Mol Biomasse werden 5 Mol O_2 benötigt, d.h. 1 Mol Biomasse hat einen CSB von 160 g. Daher werden bei der Nitrifikation von 1 g NH_4-N 0,24 g CSB an Biomasse in die Belebungsanlage eingetragen. Damit erhöht sich auch der Sauerstoffverbrauch pro g nitrifiziertem NH_4-N auf etwa 4,3 bis 4,4 g O_2. Aus der obigen Gleichung läßt sich auch der Zellertrag der Nitrifikanten ermitteln. Er ist mit 0,17 g Biomasse pro g NH_4-N wesentlich geringer als der Ertrag der heterotrophen Bakterien.

2.2 Alkalität und pH-Wert

Die Aktivität der Nitrifikanten zeigt eine starke Abhängigkeit vom pH-Wert. Der optimale Bereich liegt zwischen pH 7,5 und 8,5, pH-Werte unter 6,5 führen zu einer deutlichen Verminderung der Nitrifikationsleistung.

Der Vorgang der Nitrifikation ist mit einer Produktion von Säure verbunden, sodaß sich bei geringem Puffervermögen (Säurekapazität) des Abwassers die Nitrifikanten durch die pH-Absenkung selbst hemmen können.

Mittels einer Protonenbilanzierung können quantitative Aussagen über die Änderung der Säurekapazität und damit des pH-Wertes gemacht werden.

pH-Wert relevante Summengleichungen bei Nitrifikation-Denitrifikation:

Nitrifikation

$$NH_4^+ + 2\ O_2 \longrightarrow NO_3^- + H_2O + 2\ H^+$$

Denitrifikation

$$NO_3^- + 1/2\ H_2O \longrightarrow 1/2\ N_2 + 5/2\ [O] + OH^-$$

Hydrolyse

$$org.N + H_2O \longrightarrow NH_4^+ + OH^-$$

N-Inkorporation im Belebtschlamm

$$NH_4^+ \longrightarrow org.N + H^+$$

Bei der Nitrifikation werden pro Mol produziertem NO_3^- 2 Mol H^+ frei, durch Denitrifikation wird pro Mol denitrifiziertem Nitrat wieder ein Mol H^+ verbraucht. Die Hydrolyse von einem Mol organischem Stickstoff zu NH_4^+ (Ammonifikation)

verbraucht ein Mol H^+, beim umgekehrten Vorgang, dem Aufbau von organischen Stickstoffverbindungen (Biomasse) wird pro Mol inkorporiertem NH_4^+ ein Mol H^+ frei.

Durch die Bilanzierung kann berechnet werden, welche Säurekapazität verbraucht wird:

$$DSK = 2\ (NO_3\text{-}N_e - NO_3\text{-}N_i) + NO_3\text{-}N_D - (org.N_i - org.N_e) + N_{ÜS}$$

(alle Werte in mmol/l)

Für den denitrifizierten Stickstoff ($NO_3\text{-}N_D$) gilt:

$$NO_3\text{-}N_D = \text{Ges.N (Zulauf)} - \text{Ges.N (Ablauf)} - \text{Ges.N (ÜS)}$$

$$= + (NH_4\text{-}N_i + org.N_i + NO_3\text{-}N_i) -$$
$$- (NO_3\text{-}N_e + NH_4\text{-}N_e + org.N_e) -$$
$$- N_{ÜS}$$

Für $NO_3\text{-}N_D$ eingesetzt und umgerechnet auf mg N/l:

(14 mg N = 1 mmol N)

$$DSK\ [mmol/l] = 1/14\ (NH_4\text{-}N_i - NH_4\text{-}N_e - NO_3\text{-}N_i + NO_3\text{-}N_e)$$

(in mg N/l)

Diese Gleichung gibt nur die Veränderung der Säurekapazität durch Nitrifikation-Denitrifikation wieder. Veränderungen durch andere Prozesse (z.B. Phosphatfällung) müssen gegebenerweise getrennt berücksichtigt werden (GUJER,1986).

Die Säurekapazität im Zulauf zur Kläranlage läßt sich aus der mittleren Karbonathärte des Trinkwassers (KH_T) und dem Ammoniumgehalt ermitteln (KAPP, 1983):

$$SK_o \text{ [mmol/l]} = KH_T \text{ [mmol/l]} + 1/14\ NH_4\text{-}N_i$$

Die Säurekapazität im Ablauf ergibt sich aus:

$$SK_e = SK_o - DSK$$

$$SK_e = KH_T + 1/14\ (NH_4\text{-}N_e + NO_3\text{-}N_i - NO_3\text{-}N_e)$$

Wird weitgehende Nitrifikation (NH_4-N ≈ 0) gefordert, gilt unter der Annahme, daß kein Nitrat im Zulauf vorhanden ist:

$$SK_e = KH_T + 1/14\ NO_3\text{-}N_i$$

Das bedeutet, daß die Säurekapazität im Ablauf (= SK im Belebungsbecken) bei gegebener Karbonathärte im Trinkwasser, abgesehen von Neutralisationsmitteldosierung (Kalkzugabe), nur durch eine Verringerung der Nitratkonzentration im Ablauf ausreichend hoch gehalten werden kann. In Gebieten mit geringer Karbonathärte ist daher bereits aus Gründen des pH-Wertes eine ausreichende Denitrifikation anzustreben.

Der pH-Wert in durch Hydrogenkarbonat gepuffertem Wasser errechnet sich aus der Beziehung:

$$pH = pK_s + \lg\frac{[HCO_3^-]}{[CO_2]}$$

$$pK_s = 6{,}4$$

Da im Ablauf von kommunalen Kläranlagen im wesentlichen nur das Puffersystem CO_2/HCO_3^- wirksam ist, kann die Säurekapazität der HCO_3^--Konzentration gleichgesetzt werden. Die Konzentration an gelöstem CO_2 ist hauptsächlich abhängig von der Sauerstoffausnutzung. Bei hoher Sauerstoffausnutzung (tiefe Belebungsbecken, effizientes Belüftungssystem) ist die pro g eingetragenem O_2 durchgesetzte Gasmenge gering. Um

das aus biologischen Umsetzungen (Kohlenstoffabbau) entstehende CO_2 abtransportieren zu können muß die Konzentration in der Gasphase und damit auch in der Flüssigkeit höher sein als bei geringer O_2-Ausnutzung (SCHWAGER, GUJER, 1987). Abbildung 2 zeigt den den Zusammenhang zwischen Säurekapazität, O_2-Ausnutzung und pH-Wert. Es ist deutlich zu erkennen, daß bei gleicher Säurekapazität und steigender O_2-Ausnutzung der pH-Wert sinkt.

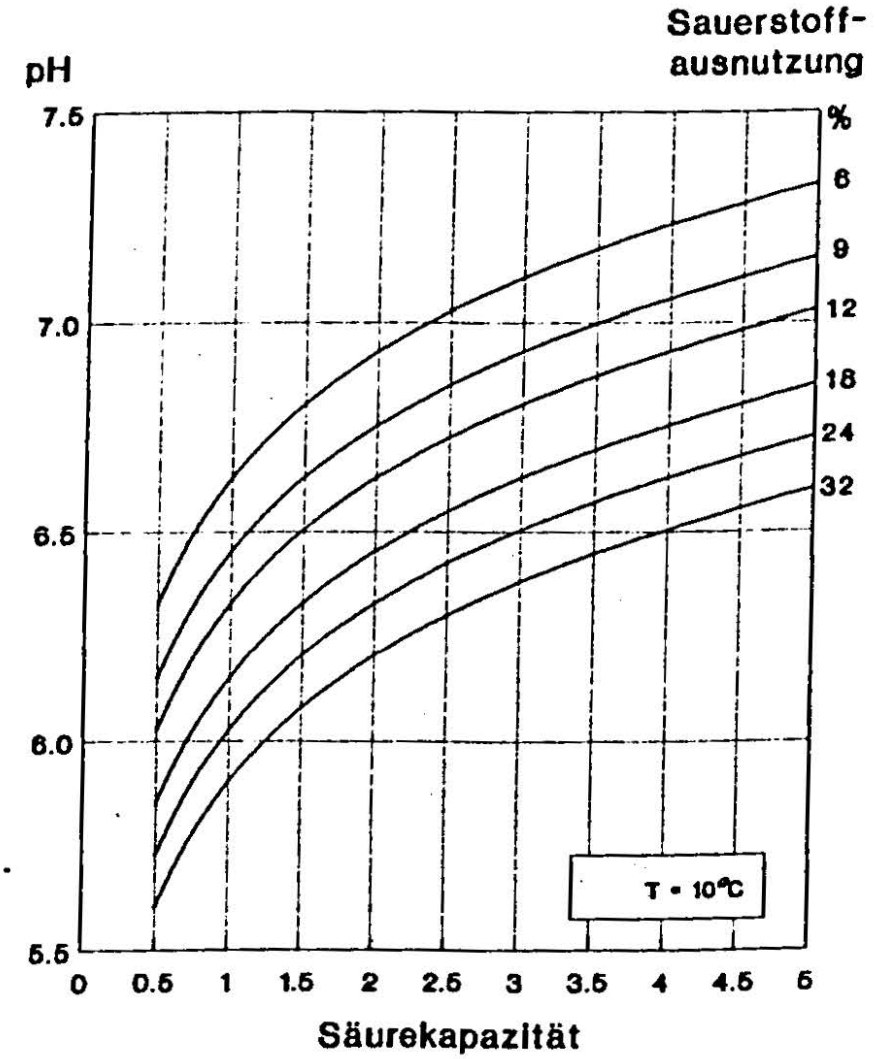


Abb.2: pH-Wert in Abhängigkeit von der Säurekapazität bei unterschiedlicher Sauerstoffausnutzung

Beim Einsatz effizienter Belüftungssysteme und vor allem bei Sauerstoffbegasung ist daher zu beachten, daß für ein ungehemmtes Nitrifikantenwachstum eine höhere Restsäurekapazität notwendig ist, und der normalerweise angegebene Wert von SK_e > 2 mmol/l (KAPP, 1983) nicht ausreicht.

2.3 Einfluß von Hemmstoffen

Das Wachstum von nitrifizierenden Bakterien wird durch eine Reihe von Hemmstoffen negativ beeinflußt. Bei der BSB_5-Bestimmung wird Allylthioharnstoff (ATH) eingesetzt, der bereits bei einer Konzentration von 0,5 mg/l zu einer vollständigen Hemmung der Nitrifikanten führt. Eine Zusammenstellung zahlreicher anorganischer und organischer Verbindungen, die die Nitrifikation negativ beeinflußen, wurde von RICHARDSON, 1985, durchgeführt.

Bei Untersuchungen in der Schweiz wurde festgestellt, daß die Rückführung von Faulwasser zu einer gewissen Hemmung der Nitrifikation führen kann. Ebenso ist es bei Einsatz von zweiwertigem Eisen (Fe^{2+}) als Fällmittel zur Phosphorentfernung zu einer gewissen Beeinträchtigung der Nitrifikation gekommen (GUJER, 1986; NOLTING, 1988).

Bei erhöhten Konzentrationen an NH_4-N bzw. NO_2-N tritt abhängig vom pH-Wert eine fast vollständige Hemmung von Nitrobacter auf. Nitrosomonas wird dabei nur in speziellen Fällen beeinflußt (ANTHONISEN, 1976). Dadurch wird bei erhöhten Konzentrationen an NH_4-N im Zulauf dieses noch zu Nitrit umgewandelt, jedoch nicht mehr zu Nitrat. Nitrit, das ein starkes Fischgift ist, sollte jedoch auf keinen Fall in den Vorfluter gelangen. Erhöhte Konzentrationen an reduzierten Stickstoffverbindungen (TKN), die um ein Vielfaches über den Konzentrationen von häuslichem Abwasser liegen, können bei verschiedenen Industriebetrieben auftreten. Solche Abwässer fallen u.a. in der Düngemittelindustrie, bei der Erzeugung von Acrylnitril, bei Fermentationsprozessen sowie bei der Tierkörperverwertung an.

3. KINETIK DER NITRIFIKANTEN IM BELEBUNGSVERFAHREN

3.1 Maximale Wachstumsrate der Nitrifikanten μ_{max}

Die maximale Wachstumsrate ist eine bakterienbezogene Größe und im wesentlichen von der Temperatur abhängig. Sie ist ein Maß für das unlimitierte Wachstum von Bakterien bei Substratüberschuß.

Vor über 2 Jahrzehnten wurden in England in grundlegenden Arbeiten die kinetischen Parameter der Nitrifikanten bestimmt (KNOWLES, 1965). Dabei ergaben sich folgende Formel für maximalen Wachstumsrate

von Nitrosomonas : $\mu_{max} = 0{,}47 \cdot 1{,}10^{(T-15)}$

und Nitrobacter : $\mu_{max} = 0{,}78 \cdot 1{,}06^{(T-15)}$

wobei T die Temperatur im Belebungsbecken in °C ist. Die Messungen wurden zwischen 8 und 30 °C durchgeführt.

In Tabelle 1 sind die maximalen Wachstumsraten in Abhängigkeit von der Temperatur angeführt :

Temperatur (°C)	maximale Wachstumsrate μ_{max} (1/d)	
	Nitrosomonas	Nitrobacter
10	0,29	0,58
15	0,47	0,78
20	0,76	1,04
25	1,23	1,40
30	1,97	1,87

Tabelle 1: Wachstumsraten der Nitrifikanten

Unter 30 °C ist die Wachstumrate von Nitrosomonas also geringer als von Nitrobacter und daher maßgebend. Dies erklärt auch, warum das von Nitrosomonas gebildete Nitrit fast vollständig von Nitrobacter zu Nitrat oxidiert wird.

Die Werte dieser ersten Untersuchungen wurden durch andere Autoren in den folgenden Jahren im wesentlichen bestätigt. So wurde bei Untersuchungen in der Schweiz bei Temperaturen zwischen 6 und 14 °C $\mu_{max} = 0{,}29 \cdot 1{,}116^{(T-10)}$ ermittelt (GUJER, 1986).

Heute wird meist mit $\mu_{max} = 0{,}47 \cdot 1{,}103^{(T-15)}$ gerechnet (KAYSER, 1987).

3.2 Sättigungskonstante für Ammonstickstoff k_N

Die Aktivität der Nitrifikanten wird durch die Substratkonzentration beeinflußt. Bei niedriger Konzentration wird Ammonium zum limitierenden Faktor für das Wachstum.

Der Zusammenhang zwischen maximaler Wachstumsrate μ_{max} und tatsächlicher Wachstumsrate wird durch die Monod-Kinetik beschrieben (Abb.3).

Wesentlicher Parameter dabei ist die Sättigungskonstante k_N, die Nährstoffkonzentration bei halbmaximaler Wachstumsrate. k_N-Werte für Nitrosomonas in Abhängigkeit von der Temperatur wurden von

KNOWLES, 1965 $k_N = 0{,}73 \cdot 1{,}125^{(T-20)}$ und von

VAN HAANDEL, 1982 $k_N = 1{,}0 \cdot 1{,}123^{(T-20)}$ angegeben.

Daraus ergeben sich Werte für die Sättigungskonstante k_N bei

10°C von etwa 0,3 mg NH_4-N/l. GUJER, 1986, gibt k_N mit ca. 0,5 - 1,0 mg NH_4-N/l an. An anderer Stelle wird empfohlen mit einem Wert von 1,0 mg/l zu arbeiten (WPCF,1983; KAYSER,1987).

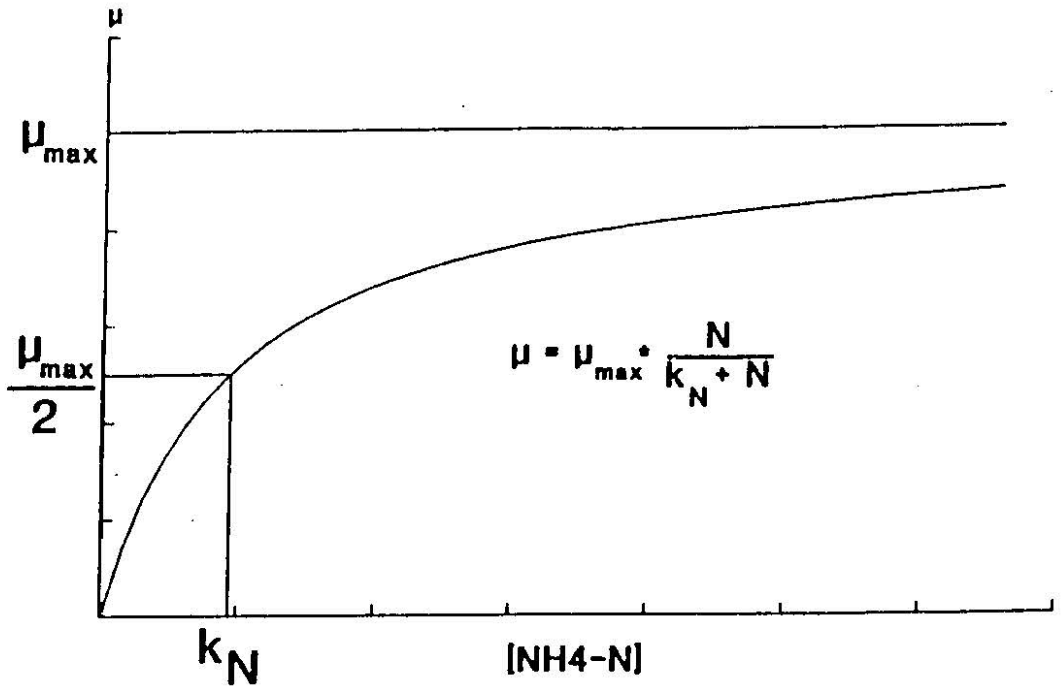


Abb.3: Abhängigkeit der Wachstumsrate der Nitrifikanten von der Ammoniumkonzentration

3.3 Sättigungskonstante für Sauerstoffgehalt k_O

Der Gehalt an gelösten Sauerstoff stellt ebenso wie der Gehalt an Ammonium im Belebungsbecken einen limitierenden Faktor für das Wachstum der Nitrifikanten dar. Die Wachstumsrate ist daher ebenfalls über eine Monod-Beziehung vom O_2-Gehalt im Becken abhängig. In der Literatur werden Werte für k_O von 0,15 bis 2,0 mg O_2/l angegeben (EPA, 1975). An anderer Stelle wird k_O = 0,4 mg O_2/l empfohlen (HENZE, 1986). Bei einem Sauerstoffgehalt größer 2 mg O_2/l sollte jedenfalls keine Limitierung der Nitrifikation eintreten. Aus dieser Monod-Beziehung wird klar ersichlich, daß in Beckenteilen ohne gelösten Sauerstoff die Wachstumsrate der Nitrifikanten 0 wird.

3.4 Absterberate b_A

Bakterien wachsen nicht nur, sie sterben auch oder werden von Einzellern gefressen. Die Absterberate b_A der Nitrifikanten ist unabhängig von der Substratkonzentration im Becken. Nach HENZE, 1986 ist b_A auch unabhängig vom O_2-Gehalt im Belebungsbecken. Bei Untersuchungen an der TU Braunschweig, sowie an der TU Wien wurde jedoch festgestellt, daß b_A in anoxischen Zonen, in Zonen ohne gelösten Sauerstoff vernachlässigbar gering ist. Über die Größe von b_A liegen vergleichsweise wenig zuverlässige Angaben vor. VAN HAANDEL,1982 und EKAMA,1984 geben $b_A = 0{,}04 \cdot 1{,}029^{(T-20)}\ d^{-1}$ an. HENZE u.a., 1986 rechnen mit $b_A = 0{,}05 - 0{,}12\ d^{-1}$.

3.5 Schlammalter

Das Schlammalter gibt an, wie lange sich eine Belebtschlammflocke durchschnittlich im Belebungsbecken einer biologischen Stufe befindet, bevor sie als Überschußschlamm abgezogen wird oder aus dem Nachklärbecken abfließt. Im Englischen heißt das Schlammalter daher auch "solids retention time" (SRT), also "Aufenthaltszeit der Feststoffe".

$$t_S\ (d) = \frac{\text{Schlammenge im Belebungsbecken (kg)}}{\text{Überschußschlammfracht (kg/d)}}$$

Die Bakterien müssen in der Lage sein während eines Schlammalters ausreichend zu wachsen, das bedeutet, sie müssen eine ausreichend hohe Wachstumsrate haben, um im System erhalten zu bleiben. Damit eine bestimmte Art von Bakterien im System enthalten bleibt, muß gelten:

$$t_S\ (d) \geq \frac{1}{\mu_{max}}$$

Viele heterotrophe Bakterien, die Kohlenstoffverbindungen abbauen, haben hohe maximale Wachstumsraten, wodurch es auch bei hochbelasten Anlagen mit kleinem Belebungsbecken und großem Überschußschlammanfall (kurzes Schlammalter) zu einer ausreichenden Vermehrung und damit zu einem nennenswerten BSB_5- bzw. CSB-Abbau kommt.

Die Nitrifikanten haben wesentlich geringere maximale Wachstumraten. Belebungsanlagen müssen daher so ausgelegt werden, daß das Schlammalter größer als der reziproke Wert der Wachstumsrate der Nitrifikanten ist. Sonst würden die Nitrifikanten mit dem Überschußschlamm aus der biologischen Stufe ausgetragen, bevor sie sich vermehren könnten. Außerdem können Nitrifikanten nur in der aeroben Zone eines Belebungsbeckens, jener Zone, in der gelöster Sauerstoff vorhanden ist, wachsen. Daher darf die Wachstumsrate der Nitrifikanten auch nur auf die Schlammenge im aeroben Teil des Belebungsbeckens bezogen werden:

Für die Nitrifikation wurde die Bezeichnung "aerobes Schlammalter" eingeführt,

$$t_{SA}\ (d) = \frac{1}{\mu_A} = \frac{TS_R \cdot V_N}{\ddot{U}S\text{-}F}$$

wobei V_N das Volumen des aeroben Teils des Belebungsbeckens, das "Nitrifikationsvolumen" ist. Das "aerobe Schlammalter" ist also die mittlere Aufenthaltszeit des Belebtschlammes im aeroben Teil des Belebungsbeckens.

3.6 Erforderliches aerobes Schlammalter

Durch ein bestimmtes Nährstoffangebot (Fracht an nitrifizierbaren Stickstoff im Zulauf des Belebungsbeckens) bildet sich in Abhängigkeit vom Schlammalter eine bestimmte Menge

an Nitrifikanten. Bei gleicher Stickstoffbelastung ist die Menge an Nitrifikanten bei höherem Schlammalter größer als bei geringem, nur sind diese limitierter, und es stellt sich eine geringere Konzentration an Ammonstickstoff im Belebungsbecken und damit in Ablauf der Biologie ein.

Die Nitrifikanten haben keine Möglichkeit Substrat (Ammonstickstoff) zu speichern. Die tageszeitlichen Schwankungen der Stickstofffracht müssen also sofort nitrifiziert werden.

Steigt die zu nitrifizierende Stickstofffracht in der Tagesspitze (N_{Sp}-F) auf ein Mehrfaches an, so können die aufgrund einer mittleren zu nitrifizierenden Stickstofffracht (N_m-F) vorhandenen Nitrifikanten das Nährstoffüberangebot nicht ausreichend abbauen. Daher kommt es zu einer erhöhten Ammoniumkonzentration. Bei hohem Schlammalter sind mehr Nitrifikanten vorhanden, sodaß die erhöhte Stickstofffracht weitgehender nitrifiziert werden kann.

Unter Berücksichtigung der kinetischen Parameter (μ_{max}, b_A, k_N) ist das erforderliche Schlammalter somit nur abhängig vom geforderten Ablaufwert in der Tagesspitze ($N_{e,Sp}$) und von den relativen Schwankungen des zu nitrifizierenden Stickstoffs (S) :

$$t_{SA} = \frac{1}{\frac{\mu_{max}}{S} \cdot \frac{N_{e,Sp}}{k_N + N_{e,Sp}} \cdot f_{T,A} - b_A \cdot f_{T,B}}$$

Dabei ist $f_{T,A}$ der Temperaturfaktor für die Wachstumsrate der Nitrifikanten, $f_{T,B}$ der Temperaturfaktor für die Absterberate.

Der Schwankungsfaktor S gibt das Verhältnis von nitrifizierter Stickstofffracht in der Tagesspitze, gemessen an der

2-Stunden-Mischprobe, zum Mittelwert der nitrifizierten Stickstofffracht über ein Schlammalter an.

$$S = \frac{(N_{n,Sp} - N_{e,Sp}) \cdot Q_{Sp}}{(N_{n,m} - N_{e,m}) \cdot Q_m}$$

Die nitrifizierbare Stickstoffkonzentration N_n im Zulauf zum Belebungsbecken entspricht dem TKN-Gehalt im Zulauf der Belebung (TKN_o) minus dem Stickstoff, der in den Belebtschlamm eingelagert wird, minus dem nicht ammonifizierten gelösten organischen Stickstoff im Ablauf ($org.N_e$).

$$N_n = TKN_o - N_{\ddot{U}S} - org.N_e$$

Der Ablaufwert des Ammoniums in der Spitze ist demnach nur von der Belastung der Belebungsanlage mit Kohlenstoffverbindungen, woraus sich das Schlammalter ergibt, und von der Schwankung der TKN-Fracht im Zulauf, jedoch nicht von der Stickstoffbelastung abhängig. Dies erklärt sich auch daraus, daß aufgrund des geringen Ertrags (0,17 g Biomasse/g NH_4-N) und der geringen Wachstumsrate nur wenig Nitrifikanten im System sind und daher wenig zur Größe des Schlammalters beitragen.

Die Angabe einer mittleren Ammoniumablaufkonzentration ist bei schwankenden Stickstoffzulaufwerten durch statische Berechnungen nicht möglich!

3.7 Grenzen der Nitrifikation

Die TKN-Zulauffrachten schwanken ziemlich stark im Tagesverlauf. Die Größe der Schwankungen ist vor allem von der Größe des Einzugsgebietes abhängig. In der Schweiz wurde

im Zulauf einer kleinen Kläranlage in der Morgenspitze in der 2-Stundenmischprobe die 3-fache NH_4-N-Fracht und im Zulauf der Kläranlage Zürich-Werdhölzli die 1,8-fache NH_4-N-Fracht in Relation zum Tagesmittel gemessen (GUJER, 1986). Im Ablauf des Vorklärbeckens der Hauptkläranlage Wien wurde an mehreren Tagen die etwa 2-fache TKN- bzw. NH_4-N-Fracht im 2-Stundenmaximum im Verhältnis zum Tagesmittel gemessen.

Aus der Gleichung für das erforderliche aerobe Schlammalter ergibt sich, daß der Schwankungsfaktor S nicht beliebig groß werden kann. Das bedeutet nach der Gleichung für den Schwankungsfaktor aber, daß bei großen Tagesspitzen der TKN-Fracht im Zulauf die Ammoniumkonzentration im Belebungsbecken sehr groß wird. Selbst bei einem Schlammalter größer als 20 Tage werden bei starken Schwankungen der TKN-Zulauffracht im Tagesgang erhöhte Ammoniumkonzentrationen im Ablauf der Biologie auftreten.

Geringe Ammoniumablaufwerte auch in der Spitze können daher nur durch Minimierung des Schwankungsfaktors S eingehalten werden. Von den Werten in der Formel für den Schwankungsfaktor kann nur auf die TKN-Fracht im Zulauf der Belebung Einfluß genommen werden. Um geringe NH_4-N-Ablaufwerte zu gewährleisten, ist daher die TKN-Zulauffracht möglichst konstant zu halten. Dies kann durch die Schaffung eines Tagesausgleichsbeckens geschehen.

Falls wie auf den meisten Anlagen Rückläufe aus der Schlammbehandlung in die Biologie geführt werden, so sollten diese so bewirtschaftet werden, daß das Belebungsbecken möglichst gleichmäßig mit Stickstoff belastet wird (GUJER,1978,1986, 1988).

4. GRUNDLAGEN DER DENITRIFIKATION

4.1 Stöchiometrie

Denitrifikation ist die Reduktion von oxidierten Stickstoffverbindungen. In Abwesenheit von gelöstem Sauerstoff wird Nitrat oder Nitrit von den Bakterien als terminaler Wasserstoffacceptor verwendet, wobei verschiedene Reaktionsprodukte wie Nitrit (NO_2^-), Distickstoffoxid (N_2O) oder gasförmiger Stickstoff (N_2) entstehen können. Bei der biologischen Abwasserreinigung läuft die Denitrifikation meist nach folgender Reaktionsgleichung bis zum gasförmigen Stickstoff ab:

$$2\ NO_3^- + 2\ H^+ \longrightarrow N_2 + H_2O + 10\ [O]$$

Demnach wird einerseits ein beträchtlicher Anteil des für die Nitrifikation verbrauchten Sauerstoffs bei der Denitrifikation wieder gewonnen (2,86 g O_2/g denitrifizierten Nitratstickstoff), andererseits die Hälfte der bei der Nitrifikation produzierten Säure wieder verbraucht (Denitrifikation von 1 Mol NO_3-N verbraucht 1 Mol H^+).

4.2 Voraussetzungen für die Denitrifikation

Der Energiegewinn aus der Veratmung von organischen Substanzen bei der Denitrifikation ist geringer als bei Verwendung von gelöstem Sauerstoff. Daher darf in dem Beckenteil, in dem denitrifiziert werden soll, kein gelöster Sauerstoff vorhanden sein.

In der Regel kommt es jedoch auch in Belebungsbecken, in denen der Sauerstoffgehalt gering ist, zu einer teilweisen Denitrifikation. Es wird angenommen, daß dabei der Sauer-

stoffgehalt in der Belebtschlammflocke durch die Atmungsaktivität der Bakterien gleich null ist. Da die Diffusionsgeschwindigkeit von Nitrat (NO_3^-) größer ist als die von Sauerstoff (O_2), wird vor allem Nitrat zur Sauerstoffversorgung in die Belebtschlammflocke nachgeliefert und denitrifiziert.

Die meisten heterotrophen Bakterien sind in der Lage, Nitrat statt gelöstem Sauerstoff für die Veratmung von Kohlenstoffverbindungen zu verwenden. Für eine weitgehende Denitrifikation ist daher ein ausreichender Sauerstoffbedarf des Belebtschlamms erforderlich.
Vorteilhaft ist es, Kläranlagen zur weitgehenden Denitrifikation ohne Vorklärung oder nur mit einem kleinen Vorklärbecken (Grobentschlammung, Aufenthaltszeit 20 min) zu betreiben. In Vorklärbecken werden vergleichsweise weniger oxidierbare Stickstoffverbindungen (TKN) als Kohlenstoffverbindungen (CSB, BSB_5) abgesetzt. Bei Anlagen ohne Vorklärung steht daher im Belebungsbecken eine höhere Kohlenstoffatmung für die Denitrifikation zur Verfügung. In Standversuchen bei Untersuchungen in Dänemark wurde festgestellt, daß das Verhältnis von Nitratatmung zur Sauerstoffatmung bei Zugabe von Rohabwasser wesentlich höher ist als bei Zugabe von Abwasser ohne Feststoffe (HENZE, 1989).

Leicht abbaubare organische Verbindungen im Abwasser als Kohlenstoffquelle haben einen positiven Einfluß auf die Denitrifikation. So wird angenommen, daß sich organische Säuren günstig auswirken.

4.3 Nitratatmung

Eine große Anzahl von heterotrophen (kohlenstoffveratmenden) Bakterien ist also in der Lage, Nitrat bei Abwesenheit von Sauerstoff als terminalen Wasserstoffacceptor zur Veratmung von Kohlenstoffverbindungen zu verwenden.
Der Sauerstoffverbrauch der heterotrophen Bakterien hängt von verschiedenen Einflußfaktoren ab, vor allem von der Belastung (CSB, BSB_5) und der Temperatur. Nahezu proportional dazu verhält sich auch die Nitratatmung. Dies konnte bei Untersuchungen von Sauerstoffverbrauch und Nitratatmung mit Belebtschlamm der Kläranlage Wien-Blumental bestätigt werden (MATSCHÉ, 1980b und 1988). Dabei wurden folgende Werte für die Grundatmung mit Nitrifikationshemmung (OVC), die Nitratatmung bei OVC (OVDN), sowie für die Maximalatmung bei Substratüberschuß (OVC_{max}) und die Nitratatmung bei OVC_{max} ($OVDN_{max}$) gemessen (Tab.2).

Tabelle 2:

Temp. °C	OVC	OVDN	OVC_{max}	$OVDN_{max}$
		mg/(l·h)		
12,5	19,5	12,5 (64%)	50	26,5 (53%)
17,5	30	22,7 (75%)	58	40,3 (70%)
22,5	42	31,6 (75%)	-	-

Die Messungen zeigen deutlich eine Abhängigkeit des Sauerstoffverbrauchs (Kohlenstoffatmung = OVC) von der Temperatur und die dazu mit der Temperatur etwa proportional steigende Nitratatmung (OVDN), wobei das Verhältnis OVDN/OVC mit steigender Temperatur zunimmt. MATSCHÉ, 1980 b, nimmt daher an, daß die Nitratatmung etwa 70% der Sauerstoffatmung beträgt. Im Bemessungsvorschlag nach KAYSER, 1985, wird angenommen, daß OVDN/OVC = 0,75 ist.

Bei Temperaturen unter 10°C kann es zu einer erheblichen Einschränkung der Denitrifikationsleistung kommen.

4.4 Ziele der Denitrifikation

Nur in biologischen Kläranlagen mit gezielter Denitrifikation kann Stickstoff weitgehend (bis zu über 90%) aus dem Abwasser entfernt werden. Erhöhte Belastungen an Stickstoff und Phosphor können im gestauten Fluß, in Seen und auch im Meer zu Algenblüten führen. Daher wird zukünftig der Stickstoffentfernung und damit der Denitrifikation besondere Bedeutung zukommen.

Durch die Denitrifikation wird ein großer Teil des für die Nitrifikation eingesetzten Sauerstoffs wieder verwendet. Daher kann bei Kläranlagen mit Denitrifikation gegenüber Anlagen, in denen nur nitrifiziert wird, erheblich Energie eingespart werden.

Bei Kläranlagen mit Nitrifikation treten häufig Probleme mit Schwimmschlamm am Nachklärbecken auf. Wenn im Belebungsbecken nicht gezielt denitrifiert wird, findet die Denitrifikation im Nachklärbecken statt. Der dabei entstehende gasförmige Stickstoff (N_2) zieht Belebtschlammflocken mit an die Oberfläche, wodurch Schwimmschlamm entsteht.

In Gebieten mit geringer Karbonathärte im Trinkwasser und damit auch geringer Säurekapazität im Abwasser ist für eine weitgehende Nitrifikation die Denitrifikation zur Gewährleistung der benötigten Säurekapazität im Belebungsbecken und damit des pH-Wertes unbedingt notwendig (siehe Pkt.2.2).

Bei der Reinigung von Industrieabwässern mit erhöhtem Ammoniumgehalt führt die Nitrifikation oft nur bis zum Nitrit. Nitrit kann aber auch denitrifiziert werden, wodurch

der Ablauf von Nitrit in den Vorfluter verhindert und der Reinigungsprozeß stabiler gehalten werden kann.

5. VERFAHRENSWEISEN

In jeder Belebungsanlage kann bei ausreichend hohem Schlammalter und bei zufriedenstellender Sauerstoffversorgung nitrifiziert werden. Um jedoch eine nennenswerte Denitrifikation zu erreichen, stellen sich vor allem zwei Bedingungen an die Verfahrensweise:

- Es müssen im Belebungsbecken Zonen ohne freien Sauerstoff vorhanden sein. In diesen Beckenteilen muß für eine ausreichende Mischung von Belebtschlamm und Abwasser gesorgt werden. Bei den meisten Belüftungssystemen, z.B. bei jeder Druckbelüftung ist die Durchmischung immer mit Sauerstoffeintrag verbunden. Daher müssen bei diesen Systemen Rührwerke eingesetzt werden, um den Belebtschlamm in den sauerstofffreien Beckenteilen in Schwebe zu halten. Nur in Becken, die als Umlaufgräben mit Stabwalzenbelüftern oder Kreiseln (= Carrousselbecken) gestaltet sind, kann auf den Einsatz von getrennten Umwälzaggregaten (Rührwerken) verzichtet werden. In diesen Becken stellen sich bei geeigneter Betriebsweise in Fließrichtung abwechselnd sauerstoffhaltige und sauerstofffreie Zonen ein (Pkt.5.2).

- In den Denitrifikationszonen bzw.-becken muß ein ausreichender Sauerstoffbedarf der heterotrophen Bakterien zur Kohlenstoffatmung vorhanden sein. Bei zweistufigen Belebungsanlagen mit getrenntem Rücklaufschlammkreislauf werden in der ersten Stufe die oxidierbaren Kohlenstoffverbindungen bereits größtenteils entfernt, während die Nitrifikation erst bei ausreichendem Schlammalter in der zweiten Stufe stattfindet. Da hier die Kohlenstoffatmung jedoch gering ist, kann zumeist keine nennenswerte Deni-

trifikation stattfinden. Auch in einstufigen Anlagen kann nur durch spezielle Verfahrensweisen eine weitgehende Denitrifikation erreicht werden.

Folgende Verfahrensweisen in Belebungsanlagen zur Nitrifikation und Denitrifikation sind bei uns gebräuchlich:

5.1 Vorgeschaltete Denitrifikation

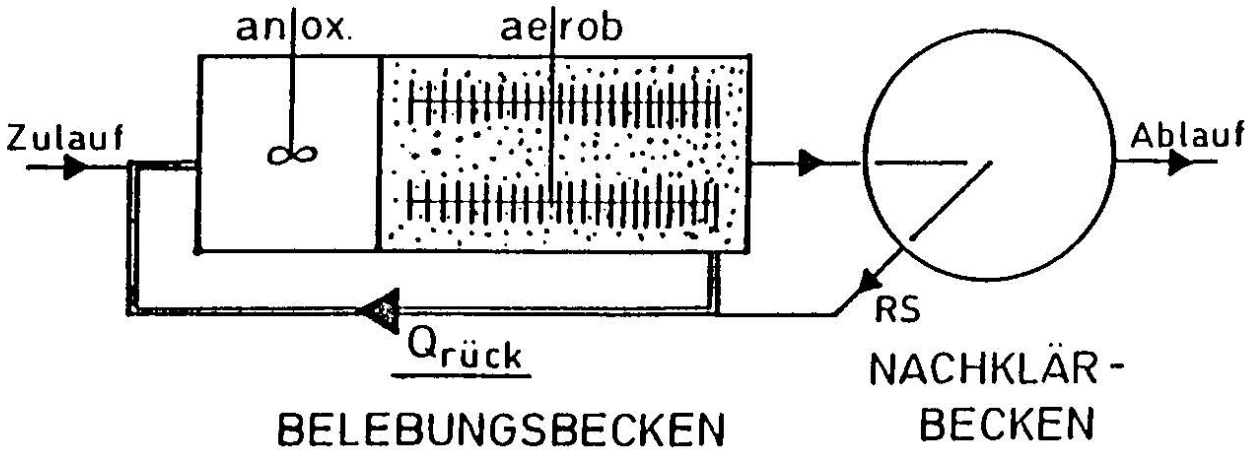


Abb. 4: Vorgeschaltete Denitrifikation - Fließschema

In Belebungsbecken mit Pfropfenströmung (Längsbecken) ist der Sauerstoffbedarf am Beckenanfang durch die Substratzugabe (Abwassereinleitung) wesentlich höher als am Beckenende, wo nur mehr wenig oxidierbarer Kohlenstoff vorhanden ist. Andererseits ist am Beckenanfang jedoch kaum Nitrat vorhanden. Um ausreichende Denitrifikation zu erzielen, muß daher nitrathaltiger Belebtschlamm vom Beckenende (Nitrifikationszone) zum Beckenanfang (Denitrifikationszone) rückgeführt werden. Als Faustformel für die erzielbare Nitratelimination gilt:

$$n_{NO_3-N} = \frac{RF}{RF + 1} \cdot 100 \qquad \text{(HOFMANN, 1987)}$$

n_{NO_3-N}.....Nitratelimination in %
RF.....Rückführverhältnis = $Q_{rück}/Q_{zu}$

Um 80% des Nitrats zu denitrifizieren, muß demnach die rückgeführte Belebtschlammenge einschließlich Rücklaufschlamm 4 mal größer als die Zulaufmenge sein. Bei Rückführverhältnissen größer 6 besteht die Gefahr, daß zuviel gelöster Sauerstoff aus der Nitrifikationszone in die Denitrifikationszone gelangt (ATV, 1988). Um eine Rückführung von gelöstem Sauerstoff in das Denitrifikationsbecken zu vermeiden, kann am Beckenende, von wo der Belebtschlamm rückgeführt wird, eine weitere kleine Denitrifikationszone angeordnet werden (Abb.5). Bei niedrigen Temperaturen im Winter ist wegen der geringeren Wachstumsrate der Nitrifikanten ein größeres Volumen des Nitrifikationsbeckens erforderlich als im Sommer. Um sich daran und an unterschiedliche Belastungen besser anpassen zu können, sollten durch flexible Trennwände Zonen geschaffen werden, in denen sowohl belüftet, als auch nur gerührt werden kann.

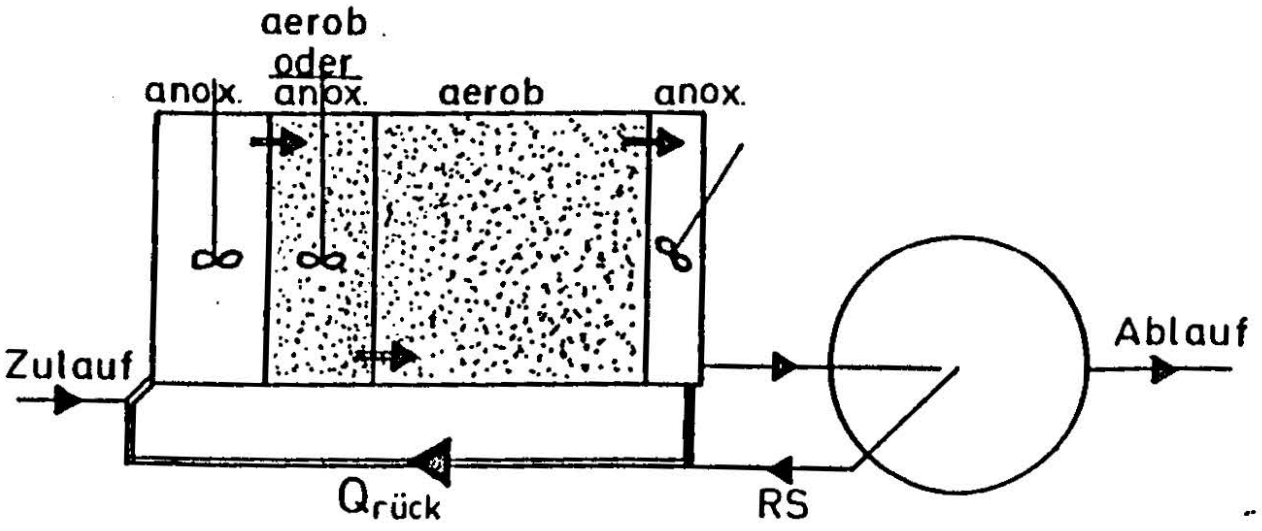


Abb.5: Modifiziertes Schema für vorgeschaltete Denitrifikation

Manchmal wird von der Behörde für eine Kläranlage vollständige Nitrifikation, jedoch keine Denitrifikation gefordert. Da jedoch im Sommer bei höheren Temperaturen ein ge-

ringeres aerobes Schlammalter und damit ein kleineres belüftetes Beckenvolumen für eine vollständige Nitrifikation erforderlich ist, kann das nicht erforderliche Volumen für die Denitrifikation verwendet werden (Abb.6).

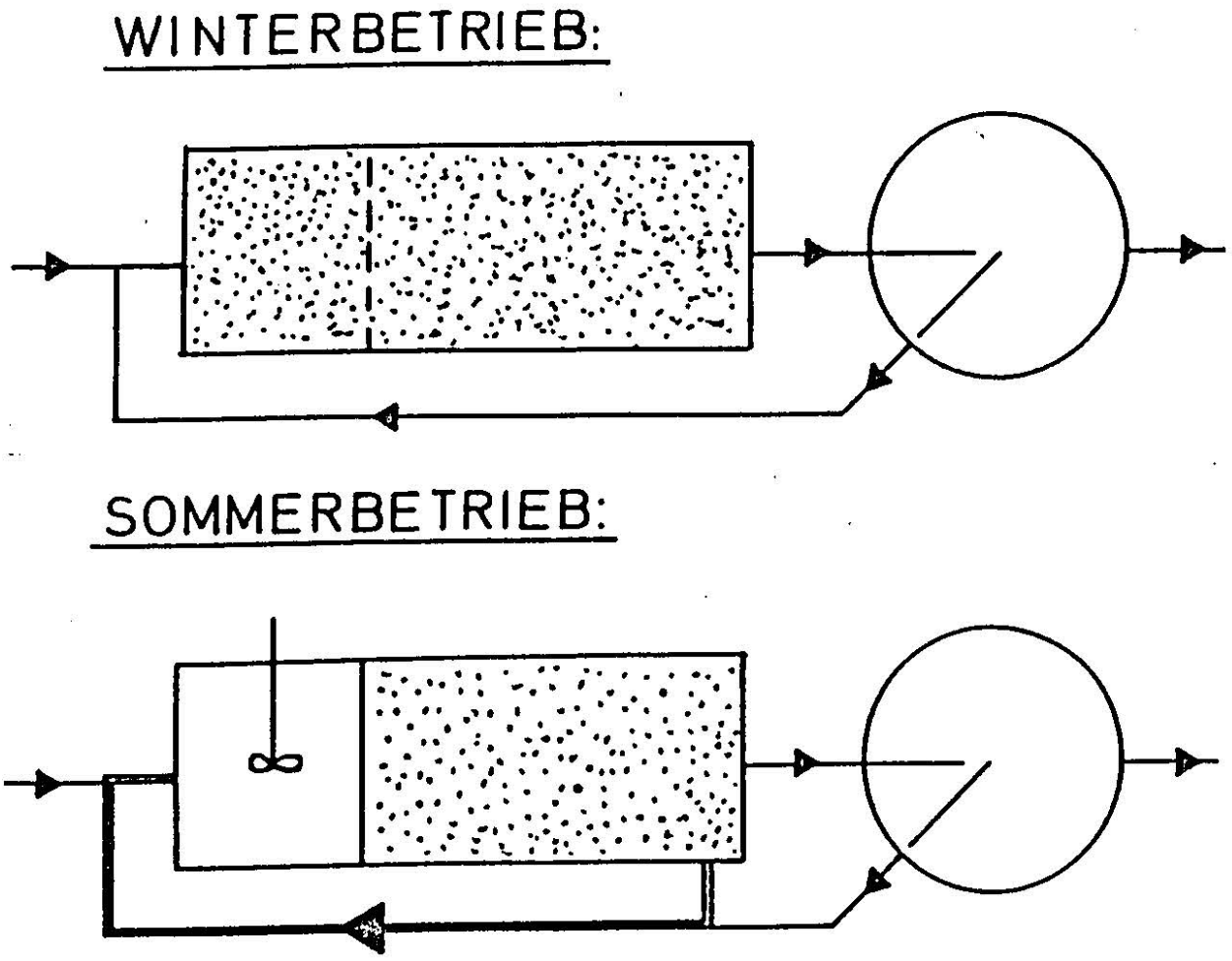


Abb.6: Prinzipskizze für eine Belebungsanlage mit vollständiger Nitrifikation im Winter und vorgeschalteter Denitrifikation im Sommer

Oft kann auch in Belebungsanlagen, die nicht für Denitrifikation ausgelegt sind, versucht werden, durch geeignete Betriebsweisen Stickstoff weitgehend zu entfernen.

Am Klärwerk Zellerbecken ist das Belebungsbecken in 4 Teilbecken (Kaskaden) mit je einem Kreiselbelüfter unterteilt, die nacheinander durchflossen werden. Durch Verminderung der

Sauerstoffzufuhr (kleinere Drehzahl des Kreisels) in der ersten und später auch in der letzten Kaskade und durch Erhöhung der Rücklaufschlammenge wurde die Anlage ähnlich einer vorgeschalteten Denitrifikation betrieben. Durch diese Betriebsweise konnten über 80% des Gesamtstickstoffs eliminiert werden (v.d.EMDE, SPATZIERER, 1978).

- Um in einem Becken, in dem eine Belüftung installiert ist, auch denitrifizieren zu können, muß die Belüftung abgeschaltet werden. Bei vielen feinblasigen Druckbelüftungen tritt nach Abstellen der Luftzufuhr Belebtschlamm in die Belüfter ein. Wenn die Luft wieder eingeschaltet wird, verstopfen die Belebtschlammflocken bei manchen Materialien die Poren der Belüfter.Da die Luft nun nicht mehr austreten kann, werden die Belüfter im Extremfall durch den hohen Innendruck zerstört. So sind z.B. keramische Belüfter nicht für diese Betriebsweise geeignet.

Der Sauerstoffverbrauch ist in einem Längsbecken am Anfang wesentlich höher als im Durchschnitt. In einem vorgeschalteten Becken, das etwa 1/4 des Gesamtvolumens hat, beträgt der Sauerstoffverbrauch etwa das 1,4-fache des durchschnittlichen Sauerstoffverbrauchs (ERMEL, 1983 a). Daher ist anzunehmen, daß auch die Nitratatmung im vorgeschalteten Becken höher als im Durchschnitt ist.

In Österreich sind bislang nur wenige Kläranlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation errichtet worden. In der Bundesrepublik Deutschland, vor allem im Land Baden-Württemberg wird die vorgeschaltete Denitrifikation häufig angewendet und es liegen viele Betriebserfahrungen vor (KRAUTH u.a.,1985; KLEIN, 1988).

5.2 Simultane Denitrifikation

Bei der simultanen Nitrifikation-Denitrifikation wird der Stickstoff zur gleichen Zeit im gleichen Becken abgebaut. Durch Wahl eines geeigneten Systems zu Belüftung und Umwälzung kann erreicht werden, daß im einem Belebungsbecken gleichzeitig aerobe und sauerstofffreie (anoxische) Zonen auftreten(Abb.7).

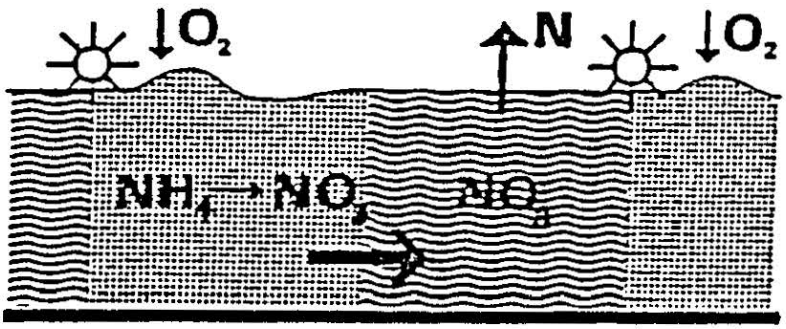


Abb.7: Prinzipschema der simultanen Nitrifikation - Denitrifikation

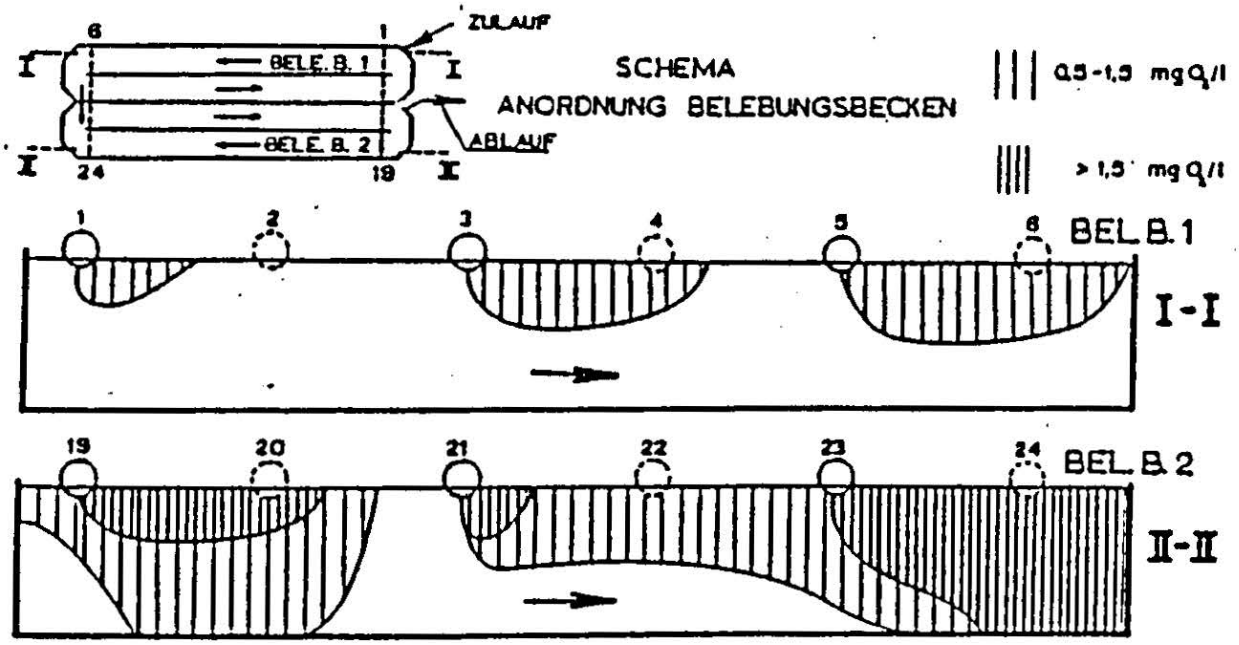


Abb.8: Sauerstoffprofile in den beiden Belebungsbecken der Kläranlage Wien-Blumental (MATSCHÉ, 1977)

In der Kläranlage Wien-Blumental erfolgt die Belüftung mit insgesamt 24 Mammutrotoren, die je nach Sauerstoffverbrauch an- oder abgeschaltet werden. In den beiden Belebungsbecken der Kläranlage Wien-Blumental wurden Sauerstoffprofile aufgenommen. Die Ergebnisse sind in Abbildung 8 dargestellt.

Für eine gezielte simultane Nitrifikation-Denitrifikation sind demnach vor allem Umlaufbecken geeignet, wobei folgende Beckenkonfigurationen gebräuchlich sind:

5.2.1 Umlaufbecken mit Stabwalzenbelüftern

Über die Möglichkeit der Denitrifikation in Oxidationsgräben, der Urform der Umlaufgräben mit Stabwalzenbelüftung wurde bereits 1965 von PASVEER berichtet. Seit vielen Jahren werden in Österreich häufig Stabwalzenbelüfter in Belebungsanlagen mit simultaner Nitrifikation-Denitrifikation eingesetzt.
Eingehende Untersuchungen wurden schon in den 70-er Jahren an der Kläranlage Wien-Blumental durchgeführt (MATSCHÉ, 1977 u. 1980 a).

5.2.2 Carrousel-Anlagen

Carrousel-Anlagen sind Belebungsanlagen mit Umlaufbecken, bei denen die Belüftung mit Kreiseln erfolgt, die in den Umlenkkurven angebracht sind (Abb.9).
Durch die Drehrichtung der Kreisel stellt sich im gesamten Becken ein definierte Fließrichtung ein. Ähnlich wie bei Umlaufbecken mit Stabwalzen ist nur im Bereich der Belüfter und eine gewisse Fließstrecke danach gelöster Sauerstoff vorhanden (aerobe Zone). Bis vor den nächsten Kreisel geht der Sauerstoffgehalt in Fließrichtung dann auf 0 zurück (anoxischer Beckenteil). Carrousel-Anlagen wurden vor allem in den Niederlanden, aber auch in anderen europäischen Ländern eingesetzt.

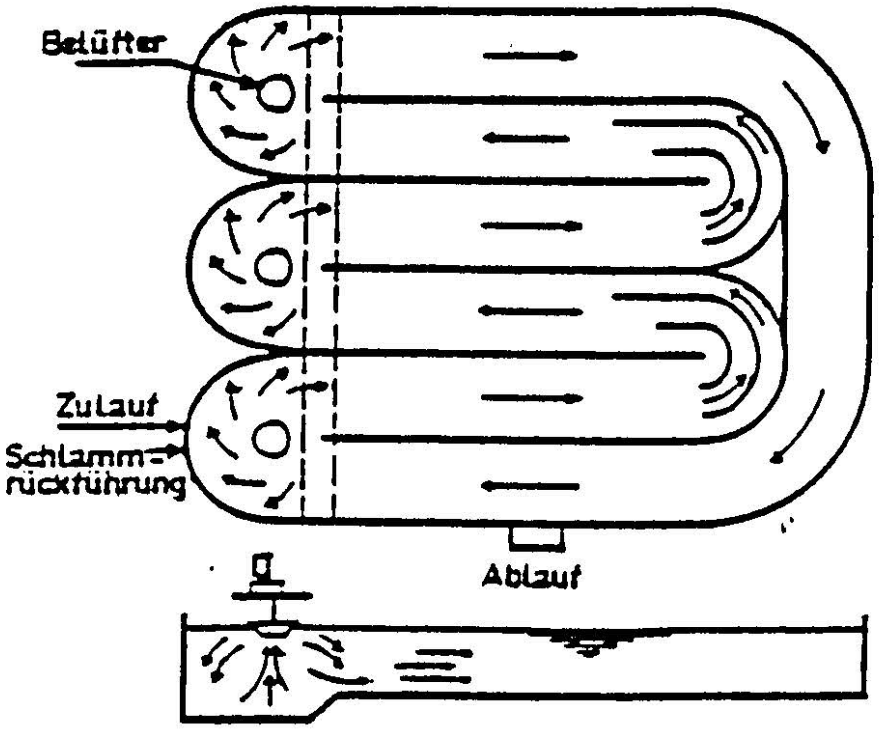


Abb.9 : Schematische Darstellung eines Carrousels.

5.2.3 Umlaufbecken mit Druckbelüftung

Bei ähnlicher Beckengeometrie und etwas größerer Tiefe kann anstelle von Oberflächenbelüftung auch Druckbelüftung eingesetzt werden. Zusätzlich sind hier Rührwerke erforderlich, um eine gewisse Fließgeschwindigkeit im Umlaufbecken zu erreichen.

Auch in einem Mischbecken können gleichzeitig aerobe und anoxische Zonen für Nitrifikation und Denitrifikation auftreten. Gezielt können aerobe und anoxische Verhältnisse jedoch nur über einen zeitlichen Wechsel von intensiverer und schwächerer Belüftung eingestellt werden.

5.3 Intermittierende Denitrifikation

Bei der intermittierenden Denitrifikation finden Nitrifikation und Denitrifikation im gleichen Becken, jedoch zeitlich versetzt statt.
Nach Abstellen der Belüftung wird der gelöste Sauerstoff verbraucht und danach setzt die Denitrifikation ein. Nach einem bestimmten Zeitraum wird die Belüftung wieder eingeschaltet und die Nitrifikation beginnt. Um bei abgeschalteter Belüftung die erforderliche Durchmischung zu gewährleisten, müssen Rührwerke installiert sein. Bei einer Druckbelüftung müssen verstopfungsfreie Belüfter im Einsatz sein. Viele Verbandskläranlagen sind unterbelastet, weil der Ausbau des Kanalnetzes noch nicht abgeschlossen ist. Durch Einsatz der intermittierenden Denitrifikation kann bei diesen Anlagen sowohl der Energieverbrauch gesenkt als auch eine weitgehende Stickstoffentfernung erreicht werden (MAYR,1987).

6. REGELUNG DER STICKSTOFFENTFERNUNG UND PRAKTISCHE BEISPIELE

Um die Stickstoffentfernung mit weitgehender Denitrifikation und bestmöglicher Nitrifikation zu gewährleisten, ist es bei Anlagen mit simultaner bzw. mit intermittierender Denitrifikation unbedingt erforderlich, die Sauerstoffzufuhr zu regeln oder zu steuern. Auf die Ausbildung der Meßeinrichtungen wird in dieser Vortragsveranstaltung noch eingegangen (FREY, 1989). Hier wird im weiteren nur die Anwendung der verschiedenen Möglichkeiten einer Regelung mit Beispielen aus der Praxis erläutert.

Bei der vorgeschalteten Denitrifikation ist durch die Aufteilung des Belebungsbeckens in einen unbelüfteten und einen belüfteten Beckenteil das Ausmaß der Stickstoffelimination in der Regel vorgegeben. Nur wenn in einer Denitrifikationskaskade auch belüftet werden kann, ist eine Regelung sinn-

voll und möglich.

Bei einer Regelung der Sauerstoffzufuhr in Umlaufbecken mit Stabwalzenbelüftung ist darauf zu achten, daß auch bei minimaler Belüftung die Fließgeschwindigkeit im Belebungsbecken groß genug ist, um den Belebtschlamm in Schwebe zu halten ($v > 0,3$ m/s). Gegebenenfalls müssen zusätzlich ein oder mehrere Rührwerke installiert werden.

6.1 Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch

In der ersten Großkläranlage mit simultaner Denitrifikation, der Kläranlage Wien-Blumental erfolgt die Regelung der Belüftung nach dem Sauerstoffverbrauch. In einem Simulationsbecken wird der aktuelle Sauerstoffverbrauch über die Sauerstoffzehrung ermittelt. Steigt oder fällt der Sauerstoffverbrauch in diesem Becken, so wird jeweils ein Rotor nach einem vorgegebenen Programm zu- oder abgeschaltet (USRAEL, 1977; MATSCHÉ, SPATZIERER, 1977).

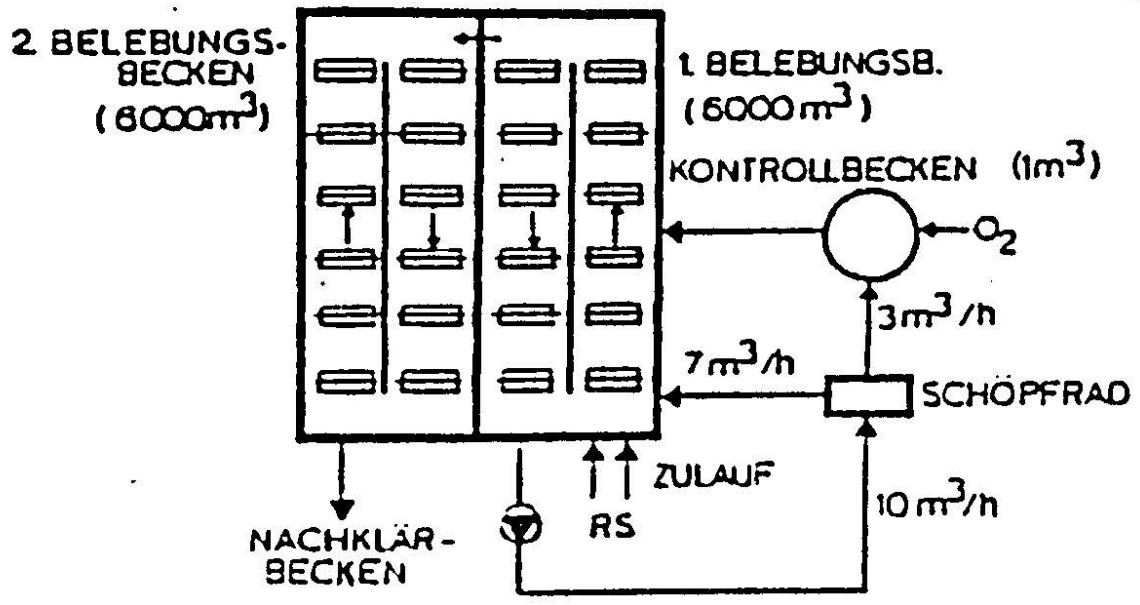


Abb.10: Einrichtung zur kontinuierlichen Messung des Sauerstoffverbrauchs und dadurch gesteuerte Anpassung der Sauerstoffzufuhr an den Sauerstoffverbrauch

Die Kläranlage Wien-Blumental ist eine Anlage ohne Vorklärung und hat 2 Belebungsbecken mit insgesamt 12000 m^3, die hintereinander durchflossen werden. Die Schmutzfracht im Zulauf ist von ca.20 t CSB/d bzw. 12 t BSB_5/d im Jahre 1977 auf 34 t CSB/d bzw. 17 t BSB_5/d im Jahre 1987 angestiegen. Bei einem Gesamtschlammalter von ca. 9 Tagen konnte mit Hilfe der Steuerung nach dem Sauerstoffverbrauch eine Stickstoffelimination von über 80 %, bei Ammoniumablaufwerten < 2 mg NH_4-N/l erreicht werden (MATSCHÉ, 1977 u.1980a). Heute wird bei einem Schlammalter von unter 4 Tagen nur mehr in der warmen Jahreszeit teilweise nitrifiziert (KROISS, 1988).

Die Kläranlage Tel-Aviv ist mit einem Belebungsbeckenvolumen von insgesamt 110.000 m^3 eine der größten Anlagen zur simultanen Denitrifikation. Die Anlage hat ebenfalls keine Vorklärung. Für die Belüftung sind insgesamt 72 Doppelrotoren mit 2 x 7,5 m Breite installiert. Die Temperatur im Belebungsbecken liegt zwischen 20 und 30 °C. Bei einem Gesamtschlammalter von etwa 8 Tagen wurde eine Stickstoffelimination von über 90 % erreicht, bei Ammoniumablaufwerten von 1 - 2 mg NH_4-N/l und Nitratablaufwerten von weniger als 1 mg NO_3-N/l. Bei einem Schlammalter von etwa 3 Tagen stieg die mittlere Ammoniumkonzentration im Ablauf auf 4 - 11 mg NH_4-N/l an. Außer der Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch ist auch eine Regelungseinrichtung nach dem Ammonium- sowie nach dem Nitratgehalt im Belebungsbecken vorhanden (Arueste,1980; Gruber, 1988; Arueste, 1988).

6.2 Regelung nach dem Ammoniumgehalt

Für viele Kläranlagen herrschen heute in der Bundesrepublik Deutschland, aber auch zunehmend in Österreich strenge Auflagen bezüglich des Ammoniumgehalts im Ablauf (z.B. 1 mg NH_4/l in der Spitze). In diesem Fall ist es sinnvoll,

eine Anlage mit simultaner Denitrifikation nach dem Ammoniumgehalt im Belebungsbecken zu regeln. Zusätzlich muß auch der Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken überprüft werden. Damit kann sicher gestellt werden, daß der Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken nicht unsinnig groß wird, wenn der NH_4-N-Gehalt etwa wegen zu hoher Spitzenbelastung ansteigt.

Die Kläranlage in Husum, Schleswig-Holstein, hat ebenfalls keine Vorklärung und das Belebungsbecken mit 11000 m^3 ist als Umlaufbecken mit Mammutrotoren ausgestattet. Der Ammoniumgehalt des Ablaufs darf bei Temperaturen > 15 °C 5 mg NH_4-N/l nicht überschreiten. Die Regelung nach dem Ammoniumgehalt wurde im Dezember 1986 in Betrieb genommen. Im Winter 1986/87 konnte die Sauerstoffzufuhr nicht ausreichend gedrosselt werden, um anoxische Zonen im Belebungsbecken zu ermöglichen. Während einer Versuchsperiode im Jänner 1987 wurden bei einer Temperatur im Belebungsbecken von 3,5 °C (!), einer Zulaufschmutzfracht von etwa 2900 kg BSB_5/d und einem Schlammgehalt von 5 g/l ein Ammoniumgehalt im Ablauf von 2 mg NH_4-N/l, jedoch 33 mg NO_3-N/l gemessen. Im April 1987 wurde die Regelung des O_2-Gehaltes modifiziert. Gleichzeitig stieg die BSB_5-Fracht im Zulauf auf etwa 4300 kg/d an, bei etwa gleichgebliebenen TKN-Zulauffrachten an und es wurden Stickstoffablaufwerte von 1,8 mg NH_4-N/l bzw. 2,3 mg NO_3-N/l gemessen (SPIES, SEYFRIED, 1988).

6.3 Regelung nach dem Nitratgehalt

Bei ausreichend hohem Schlammalter, d.h. genügend großem Belebungsbecken und hohem Schlammgehalt, stellen sich, gleichgültig ob nach dem Ammonium- oder dem Nitratgehalt geregelt wird, niedrige Ammonium- und Nitratkonzentrationen im Ablauf ein. Ist das Belebungsbecken zu klein, um gleichzeitig sowohl das für die Nitrifikation erforderliche Schlammalter als auch ausreichend große Denitrifikationszonen sicher zu

stellen, muß man sich entscheiden, ob man erhöhte NH_4-N- oder NO_3-N-Ablaufwerte in Kauf nehmen will.

Wenn man weitgehende Denitrifikation erreichen will, sollte die Regelung der Sauerstoffzufuhr nach dem Nitratgehalt erfolgen. Dadurch kann der Energieverbrauch niedrig gehalten werden. Außerdem kann durch Denitrifikation im Nachklärbecken hervorgerufener Schwimmschlamm vermieden werden.

Die Kläranlage Salzgitter Bad ist eine Belebungsanlage ohne Vorklärung, mit 2 Belebungsbecken mit je 3 Mammutrotoren und insgesamt 5600 m^3 Volumen. Die Anlage wurde für Teilstabilisierung des Schlammes ausgelegt. Im Jahre 1981 wurde eine Regelung nach dem Nitratgehalt in Betrieb genommen (ERMEL, 1983a). Im jedem Becken war 1 Rotor ständig in Betrieb, die beiden anderen Rotoren wurden bei Erreichen des unteren Grenzwertes zeitversetzt zugeschaltet, beim oberen Grenzwert abgeschaltet. Während einer etwa dreiwöchigen Versuchsperiode im November 1982 bei einer Zulauffracht von etwa 3500 kg CSB/d bzw. 2000 kg BSB_5/d, einem Schlammgehalt von 7 g/l und einer Temperatur von 9 °C im Belebungsbecken lagen die NH_4-N- und NO_3-N-Ablaufwerte jeweils bei etwa 3 mg/l. Im Winterbetrieb steigt der Ammoniumgehalt des Ablaufs jedoch auf 10 - 20 mg NH_4-N/l an. Im November 1984 wurde zusätzlich eine kontinuierliche Ammoniummessung eingebaut. Eine typische Tagesganglinie ist in Abb.11 dargestellt. Nachdem keine Auflagen bezüglich Nitrifikation und Denitrifikation bestehen, wurde aus betrieblichen Gründen die Regelung nach dem Nitratgehalt beibehalten.

Bei der Kläranlage der Tierkörperverwertung in Icker, einer Carrousel-Anlage, konnten bei Zulaufwerten von 1000 - 3000 mg BSB_5/l und 500 - 1500 mg TKN/l mit der Steuerung nach dem Nitratgehalt Ablaufwerte von etwa 10 mg/l Gesamtstickstoff erreicht werden (KAYSER, 1985; ERMEL, 1983a,b).

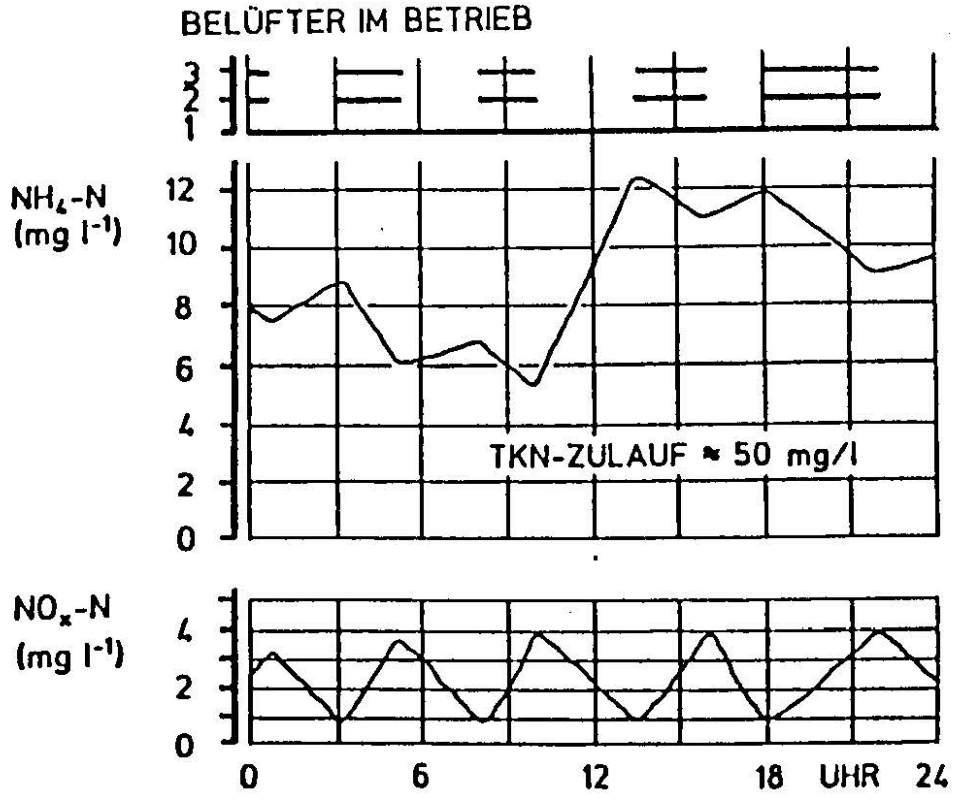


Abb.11: Tagesganglinie des NO_3-N- und NH_4-N-Gehalts bei Regelung nach dem NO_3-N-Gehalts (Winterbetrieb)

6.4 Programmsteuerung

Für kleinere Kläranlagen ist eine Regelung der Sauerstoffzufuhr zu aufwendig. Diese Anlagen werden oft mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung und daher mit einem Schlammalter größer 20 Tagen betrieben. In diesem Belastungsbereich kann selbst bei Winterbedingungen weitgehende Nitrifikation und Denitrifikation erreicht werden. Dabei hat sich oft der Einsatz einer Programmsteuerung bewährt, bei der nach einem vorher festgesetzten Programm Belüfter in bestimmten Zeitintervallen zu- und abgeschaltet werden. Während der Optimierung des Programms werden täglich morgens und abends der NH_4-N- und NO_3-N-Gehalt des Filtrats von Proben des Belebungsbeckenablaufs bestimmt. Sind morgens die Nitratgehalte hoch, so muß in den Nachtstunden weniger belüftet werden. Entsprechend geht man für die Belüftung in den Tagesstunden von der abendlichen Probe aus. Nach jeder Ver-

stellung des Programms sollte man einige Tage die Tendenzen beobachten, bevor man eine erneute Verstellung des Programms vornimmt. Hat man das günstigste Programm gefunden, so genügt die regelmäßige Analyse des Nachklärbeckenablaufes auf Ammonium und Nitrat.

7. ALGORITHMUS ZUR ABSCHÄTZUNG DES ERFORDERLICHEN BELEBUNGSBECKENVOLUMENS UND DES SAUERSTOFFVERBRAUCHS

7.1 Erforderliches aerobes Schlammalter

Maßgebender Parameter für die Nitrifikation ist das aerobe Schlammalter t_{SA} (siehe Pkt.3.). Das erforderliche aerobe Schlammalter ist der Reziprokwert der zulässigen Wachstumsrate und ergibt sich zu:

$$t_{SA} = \frac{1}{\frac{\mu_{max}}{S} \cdot \frac{N_{e,Sp}}{K_N + N_{e,Sp}} \cdot f_{T,A} - b_A \cdot f_{T,B}}$$

Die in der Literatur angegebenen Werte für die verschiedenen kinetischen Parameter sind unter Pkt.3 angeführt. Hier werden nun Werte empfohlen, die zu brauchbaren Ergebnissen führen.
Bei den derzeit üblichen Bemessungsverfahren wird für die maximale Wachstumsrate μ_{max} 0,47 d^{-1} bei 15 °C angenommen (MATSCHÉ, 1982; KAYSER, 1985). Dieser Wert geht auf die Versuchsergebnisse von KNOWLES u.a., 1965 zurück und wurde später in anderen Untersuchungen bestätigt (z.B.GUJER,1986). Das Gleiche gilt auch für den Temperaturfaktor $f_{T,A}$ = 1,103. In dem Wert μ_{max} = 0,47 d^{-1} ist die Absterberate b_A jedoch bereits beinhaltet. Die Wachstumrate liegt daher tatsächlich etwas höher.

Die Bestimmung der Absterberate b_A ist versuchstechnisch schwierig. In der Literatur werden sehr unterschiedliche Werte angegeben. Über den Temperaturfaktor $f_{T,B}$ ist noch weniger bekannt, er dürfte aber in der gleichen Größenordnung wie $f_{T,A}$ liegen.
Für die Sättigungskonstante für Ammonstickstoff k_N für das halbmaximale Wachstum der Nitrifikanten werden in der Literatur wesentlich kleinere Werte angegeben als der von KAYSER, 1987 bzw. WPCF, 1983 für die praktische Bemessung empfohlene Wert k_N = 1 mg NH_4/l. Solange keine ausreichenden Versuchsergebnisse vorliegen, sollte mit k_N = 1 mg/l gerechnet werden.

Für eine Abschätzung des erforderlichen aeroben Schlammalters t_{SA} werden folgende Parameter empfohlen:

$$\mu_{max} \cdot f_{T,A} = 0{,}55\ d^{-1} \cdot 1{,}10^{(T-15)}$$
$$b_A \cdot f_{T,B} = 0{,}08\ d^{-1} \cdot 1{,}10^{(T-15)}$$
$$k_N = 1{,}0\ mg\ NH_4\text{-}N/l$$

Der Bestimmung des Schwankungsfaktors S kommt besondere Bedeutung zu, da wie aus dem Ansatz ersichtlich der Wert S sich stark auf die Größe des erforderlichen aeroben Schlammalters auswirkt.

$$S = \frac{(TKN_{o,Sp} - N_{\ddot{U}S,Sp} - org.N_{e,Sp} - N_{e,Sp}) \cdot Q_{Sp}}{(TKN_{o,m} - N_{\ddot{U}S,m} - org.N_{e,m} - N_{e,m}) \cdot Q_m}$$

Der Schwankungsfaktor S ist demnach das Verhältnis von zu nitrifizierender TKN-Fracht in der Tagesspitze (etwa über 2 h) zur zu nitrifizierenden TKN-Fracht über ein Schlammalter.
Die TKN-Fracht im Zulauf einer neu zu planenden oder zu erweiternden Anlage sollte daher unbedingt erhoben werden. Dabei muß vorerst ein Wochengang der TKN-Tagesfrachten ermittelt werden. Vom Wochentag mit der größten TKN-Fracht muß

sodann der Tagesgang bestimmt werden. Näherungsweise kann für den Schwankungsfaktors das Verhältnis der zu nitrifizierenden TKN-Frachten dem der TKN-Zulauffrachten gleichgesetzt werden, da die Werte für org.N_e, $N_{ÜS}$ und N_e entweder klein sind (org.N_e) oder in einem ähnlichen Verhältnis schwanken ($N_{ÜS}$,N_e).

Die "Variablen" in der Gleichung für das erforderliche Schlammalter t_{SA} sind demnach $N_{e,Sp}$ und die Temperatur T. Für den NH_4-N-Gehalt im Belebungsbecken in der Spitze $N_{e,Sp}$ ist nun der jederzeit einzuhaltende Überwachungswert für den Ammonstickstoffgehalt im Ablauf bei der Temperatur T im Belebungsbecken einzusetzen.

Das aerobe Schlammalter t_{SA} entspricht nun der Schlammenge im aeroben Beckenteil ($TS_R \cdot V_N$) dividiert durch die täglich zuwachsenden Überschußschlammfracht ÜS-F (kg/d).

$$t_{SA} = \frac{TS_R \cdot V_N}{ÜS\text{-}F}$$

Für die Ermittlung des erforderlichen Volumens des aeroben Teils des Belebungsbeckens ("Nitrifikationsvolumen" V_N) muß demnach noch die Überschußschlammfracht ÜS-F und der Schlammgehalt im Belebungsbecken TS_R (g/l) abgeschätzt werden.

7.2 Schlammgehalt im Belebungsbecken

Der Schlammgehalt TS_R ist ein sehr wesentlicher Faktor für eine gesicherte Nitrifikation. Im wesentlichen hängt es von den Schlammeigenschaften, aber auch von der Ausbildung der Nachklärbecken ab, welcher Schlammgehalt im Belebungsbecken gehalten werden kann, ohne daß Schlammflocken aus dem Nachklärbecken abtreiben.

Bei der Planung einer Belebungsanlage mit vollständiger Nitrifikation ist daher auch auf die Gestaltung der Nachklärbecken besonders zu achten. Es muß eine gute Durchströmung und ein gleichmäßiger, möglichst flächenhafter Abzug des geklärten Abwassers gewährleistet sein. Kurzschlußströmungen und Sogwirkung am Ablaufwehr müssen vermieden werden.

Bei schlechten Schlammabsetzeigenschaften (Blähschlamm) kann es zu einer starken Verminderung des Schlammgehalts im Belebungsbecken kommen.
Wegen der vielen Unwägbarkeiten sollte bei Anlagen mit Vorklärung der Schlammgehalt TS_R nicht größer als 2,5 - 3 g/l, bei Anlagen ohne Vorklärung nicht größer als 4,5 - 5 g/l angenommen werden.

7.3 Überschußschlammanfall ÜS-F und Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung OVC

Als Parameter für die organische Verschmutzung mit Kohlenstoffverbindungen werden der BSB_5 und der CSB verwendet. Der BSB_5 ist für die Beurteilung des biologisch abbaubare Anteils sowie für die Auswirkung von Abwassereinleitungen im Vorfluter von Interesse.
Mit dem CSB kann man eine Bilanz über den Weg der organischen Verschmutzung in der Kläranlage machen. Der in einer Belebungsanlage abgebaute CSB teilt sich in den Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) und in den CSB des Überschußschlammes ($CSB_{ÜS}$) auf:

$$\eta\,CSB = CSB_{ÜS} + OVC$$

Die Bilanz kann entweder über Frachten in kg/d oder über raumbezogene Größen in kg/(m^3BB·d) aufgestellt werden.
Die CSB - Bilanz kann zur Überprüfung der Betriebsergebnisse von Belebungsanlagen verwendet werden.

An der Kläranlage Wien - Blumental wurden am 10./11.6.1987 in einer 24-h-Untersuchung alle für die Erstellung der CSB-Bilanz wesentlichen Betriebsparameter erfaßt.

- Die CSB-Zulauffracht betrug 33,9 t/d, die Ablauffracht 3,3 t CSB/d. Die abgebaute CSB-Fracht war daher

  $\eta_{CSB\text{-}F}$ = 31,6 t/d

- Im Untersuchungszeitraum wurden 17,1 t TS/d Überschußschlamm abgezogen. Die Feststofffracht im Ablauf wurde aus den membranfiltrierten Feststoffen und der Ablaufwassermenge ermittelt und betrug 0,4 t TS/d. Der CSB des Belebtschlamms wurde analysiert und das Verhältnis CSB/TS ergab sich zu 1,03 g CSB/g TS. Damit errechnet sich die CSB-Fracht im Überschußschlamm zu

  $CSB_{ÜS}$-F = 18,0 t/d

- Der Sauerstoffverbrauch wurde im Atmungsgefäß bestimmt und zur Kontrolle auch über den Energieverbrauch der Belüftung abgeschätzt. Dabei ergab sich eine gute Übereinstimmung. Der Sauerstoffverbrauch für Kohlenstoff- und Stickstoffatmung war demnach 14,4 t/d. Der Sauerstoffverbrauch für die Stickstoffatmung OV_N wurde über die Stickstoffbilanz aus TKN, NO_3-N und $N_{ÜS}$ ermittelt werden und ergab sich zu 0,7 t/d. Daher verbleiben für den Sauerstoffverbrauch zur Kohlenstoffatmung

  OVC-F = 13;7 t/d

Der Schlammgehalt im Belebungsbecken wurde am Untersuchungstag mit TS_R = 5,45 g/l bestimmt. Bei einem Gesamtbeckenvolumen von 12000 m^3 und einer Überschußschlammfracht von 17,5 t/d ergibt sich daher ein Gesamtschlammalter t_{SG} von 3,7 d.

CSB-Bilanzen können nur aufgestellt werden, wenn über mehrere Tage (1 Schlammalter) annähernd konstante Verhältnisse herrschen.

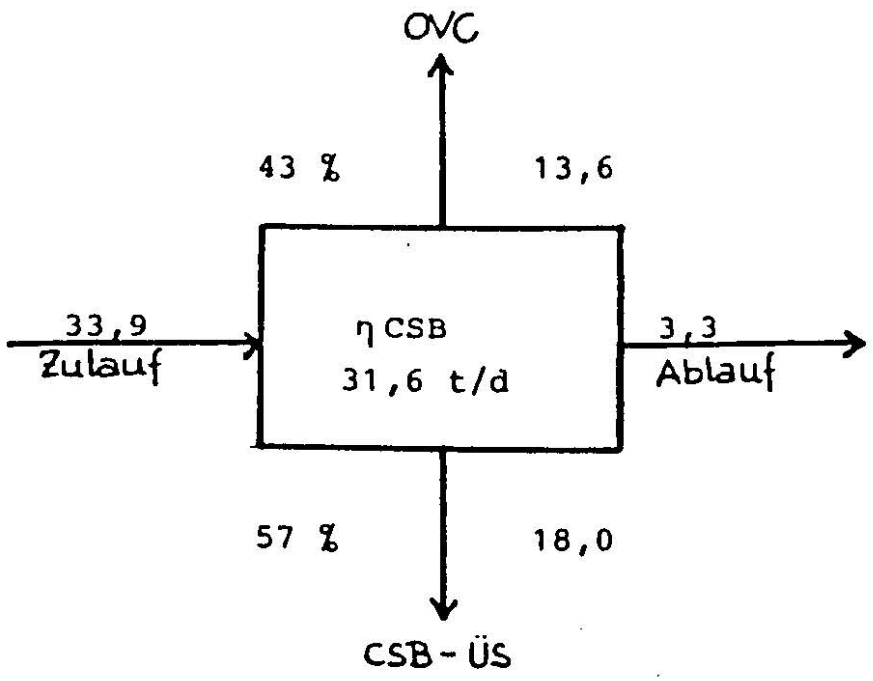


Abb.12: CSB-Bilanz für die Kläranlage Wien-Blumental bei der Untersuchung am 10./11.6.1987

Das Verhältnis $CSB_{ÜS}/\eta CSB$ bzw. $OVC/\eta CSB$ ist sehr gut zur Abschätzung der Überschußschlammfracht und des Sauerstoffverbrauchs zur Kohlenstoffatmung geeignet. Es ist von mehreren Faktoren, im wesentlichen vom Schlammalter, den Feststoffen im Zulauf und der Temperatur im Belebungsbecken abhängig. Bei einem Gesamtschlammalter von etwa 8 bis 15 Tagen kann angenommen werden, daß bei kommunalen Anlagen ohne Vorklärung bei einer Temperatur von 15 °C etwa 50 % der abgebauten CSB-Fracht in den Sauerstoffverbrauch und 50 % in den Überschußschlamm gehen. Bei Anlagen mit Vorklärung sind etwa 40 % des abgebauten CSB im Überschußschlamm, 60 % im Sauerstoffverbrauch (Abb.13). Der CSB des Belebtschlamm kann bei diesen Anlagen etwa mit 1,0 g CSB/g TS angenommen werden. Bei niedrigeren Temperaturen geht mehr CSB in den Überschußschlamm, bei höheren mehr in den O_2-Verbrauch. Bei Abwassertemperaturen zwischen 10 und 20 °C ändern sich die Verhältnisse aber nicht entscheidend.

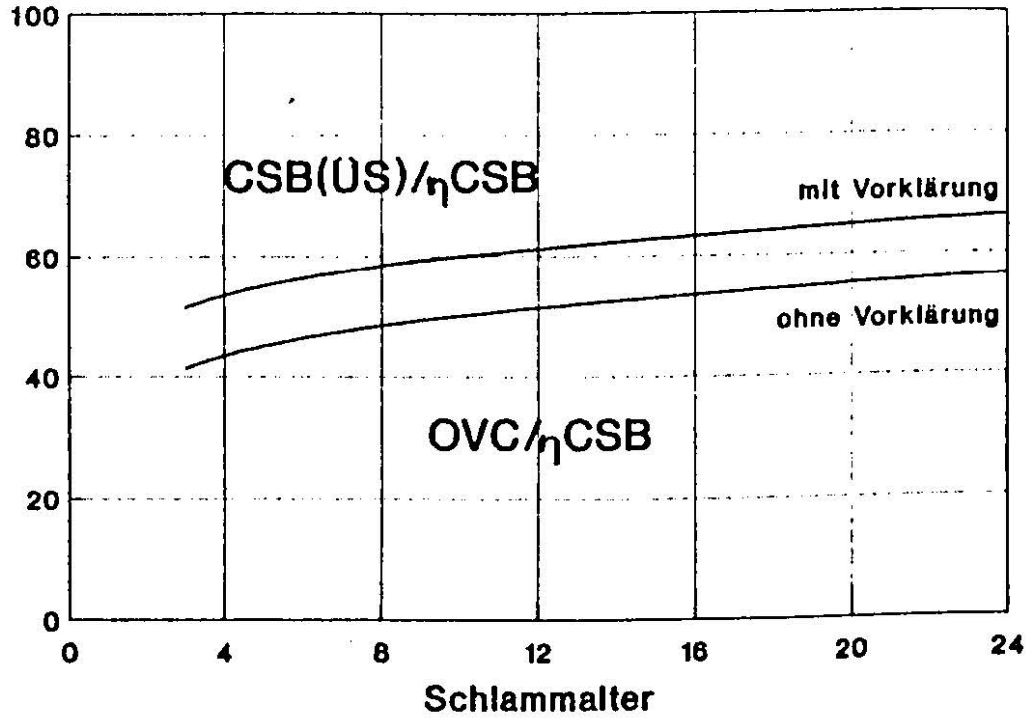


Abb.13: $OVC/\eta CSB$ und $CSB_{ÜS}/\eta CSB$ bei kommunalen Belebungsanlagen mit und ohne Vorklärung

Mit der CSB-Fracht im Zulauf, einem vorgegebenen Grad der Vorklärung und einer angenommenen CSB-Konzentration im Ablauf (etwa 40 mg/l) kann daher die Überschußschlammfracht und der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung gut abgeschätzt werden.

Im Zulauf zu Belebungsanlagen, die zur weitergehenden Reinigung mit dem Ablauf einer hochbelasteten ersten Stufe beschickt werden, liegt der abbaubare CSB oft in der gleichen Größenordnung wie der TKN. Bei solche Anlagen ist die durch die Nitrifikanten eingetragene CSB-Fracht nicht zu vernachlässigen. In einer Versuchskläranlage auf der Hauptkläranlage Wien, die mit dem Ablauf der bestehenden Anlage betrieben wird, lag während einer Untersuchungsperiode der abbaubare CSB im Zulauf bei 70 mg/l, der Zulauf-TKN bei 40 mg/l. Bei einem Schlammalter von 10 Tagen und 13 °C war vollständige Nitrifikation gegeben. Aus der CSB-Bilanz

ergab sich, daß bezogen auf die abgebaute CSB-Fracht 12 % des CSB durch die Nitrifikanten eingetragen wurde, bei $OVC/\eta CSB = 0,62$ und $CSB_{\ddot{U}S}/\eta CSB = 0,50$.

Bei Anlagen mit Simultanfällung sind die Fällprodukte ($\ddot{U}S_P$) dem Überschußschlammanfall,der sich aus der CSB-Bilanz ergibt hinzuzurechnen:

$$\ddot{U}S_P\text{-}F = 1,5 * P\text{-}F + 1,9 * Fe\text{-}F + 2,9 * Al\text{-}F$$

P-F.....eliminierte Phosphor-Fracht in kg P/d
Fe-F bzw.Al-F...eingesetzte Fällmittelmenge in kg Fe/d
bzw. kg Al/d

Durch den Einsatz von Fällungsmittel werden auch die Schlammabsetzeigenschaften wesentlich verbessert. Daher kann bei Anlagen mit Simultanfällung der Schlammgehalt TS_R etwas höher angesetzt werden.

7.4 Ausmaß der Nitratelimination

Zunächst muß die Größe der Denitrifikationszone vorgegeben werden. Der Anteil des Volumens des anoxischen Beckenteils sollte etwa 25 bis 50 % des Gesamtvolumens des Belebungsbeckens betragen (ATV, 1988). Das Verhältnis der Nitratatmung zur Sauerstoffatmung ist bei simultaner Denitrifikation etwa 0,7. Bei vorgeschalteter Denitrifikation kann dieses Verhältnis je nach Größe des anoxischen Beckens bis zu 1,0 werden.

Nun muß der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung OVC unter der Berücksichtigung des Verhältnisses von etwa 0,7 auf das Volumen der aeroben Zone (V_N) und das der anoxische Zone (V_N) aufgeteilt werden.

$$OVD = \frac{0,7 * VD * OVC}{VN + 0,7 * V_D}$$

Bei der Denitrifikation von 1 mg NO_3-N werden 2,86 mg O_2/l freigesetzt. Daher kann aus OVD, dem Sauerstoffverbrauch bei der Nitratatmung, nun ermittelt werden, welche Nitratfracht denitrifiziert werden kann (DN-F).

$$OVD = 2,86 * DN\text{-}F$$

Die nitrifizierte Stickstofffracht ergibt sich aus dem TKN im Zulauf weniger dem Stickstoff im Überschußschlamm ($N_{ÜS}$), weniger dem organischen (org.Ne) und dem Ammonstickstoff (N_e) im Ablauf.

$$NO_3\text{-}N\text{-}F = TKN_o\text{-}F - N_{ÜS}\text{-}F - (org.N_e + N_e) * Q_{zu}$$

Es kann angenommen werden, daß die Stickstofffracht im Überschußschlamm mindestens 2 % der abgebauten CSB-Fracht und der Gehalt an organischem Stickstoff im Ablauf (org.N_e) etwa 2 mg/l beträgt. Die Ammoniumkonzentration im Ablauf im Mittel ist abhängig von der in der Spitze angenommenen Ammoniumkonzentration. Wurde bei der Abschätzung der Nitrifikation $N_{e,Sp}$ = 5 mg/l eingesetzt, so kann angenommen werden, daß N_e im Mittel etwa bei 1 mg/l liegt. Wurde $N_{e,Sp}$ = 1 mg/l angenommen, so wird N_e im Mittel im Ablauf vernachlässigbar gering.

Aus dem Vergleich der nitrifizierten Stickstofffracht (NO_3-N-F) und der denitrifizierbaren Stickstofffracht (DN-F) kann nun abgeschätzt werden, ob eine weitgehende Denitrifikation erreichbar ist, sowie welcher Nitratgehalt im Ablauf zu erwarten ist.

7.5 Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation und Denitrifikation

Zur Nitrifikation von einem 1 g TKN werden 4,3 - 4,4 g O_2 benötigt. Bei der Denitrifikation von 1 g NO_3-N werden 2,86 g O_2 für die Kohlenstoffatmung freigesetzt. Für die Nitrifikation und Denitrifikation von 1 g TKN bis zum gasförmigen Stickstoff N_2 werden daher insgesamt etwa 1,5 g O_2 benötigt. Der Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation und Denitrifikation OV_N wird daher folgendermaßen abgeschätzt:

$$OVN\text{-}F = 1{,}5 * (TKN_o\text{-}F - N_{\ddot{U}S}\text{-}F - (org.N_e + N_e) * Q_{zu}) + 2{,}9 * (NO_3\text{-}N_e * Q_{zu})$$

Der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung OVC-F wurde aus der CSB-Bilanz abgeschätzt. Der Gesamtsauerstoffverbrauch OV-F ergibt sich aus der Summe von OVC-F und OVN-F

$$OV\text{-}F = OVC\text{-}F + OVN\text{-}F$$

Diese Abschätzung des Sauerstoffverbrauchs ergibt nur einen ungefähren Betriebswert. Sie kann daher helfen, rasch den erforderlichen Energieeinsatz und damit die jährlichen Energiekosten für die Belüftung zu ermitteln. Es sind darin jedoch keinerlei Sicherheiten für die Dimensionierung des Belüftungssystems enthalten!

8. AUSBLICK

In Zukunft wird in Österreich kaum mehr eine Kläranlage ohne Nitrifikation geplant werden. Viele Kläranlagen werden erweitert werden, um vollständige Nitrifikation zu erreichen. Für manche Anlagen wird auch weitgehende Denitrifikation gefordert sein.

- Bei der Planung und beim Betrieb von Anlagen für Nitrifikation bzw. Nitrifikation-Denitrifikation ist auf folgende Punkte zu achten :

  - Bei strengen Auflagen bezüglich des Ammoniumgehalts im Ablauf ist darauf zu achten, daß sich ein ausreichend hohes aerobes Schlammalter einstellen kann. Bei der Planung muß daher das Belebungsbecken genügend groß gewählt werden und auf die Gestaltung des Nachklärbeckens ist ebenfalls zu achten. Sind große Schwankungen der TKN-Zulauffracht zu erwarten, so müssen diese durch eine Bewirtschaftung der Rückläufe aus der Schlammbehandlung oder durch ein Speicherbecken ausgeglichen werden.

  - Bei Anlagen mit Nitrifikation und ohne Denitrifikation treten oft betriebliche Probleme auf, wie Schwimmschlamm am Nachklärbecken, zu geringe Säurekapazität für die Nitrifikation und zu hoher Energieverbrauch. In vielen Fällen ist es daher zweckmäßig, die Kläranlage außer auf die geforderte Nitrifikation auch auf weitgehende Denitrifikation auszulegen.

  - Für weitgehende Denitrifikation ist ausreichende Kohlenstoffatmung erforderlich. Es sollten daher möglichst wenig oxidierbare Kohlenstoffverbindungen vor dem Belebungsbecken entfernt werden. Die Wahl der Betriebsweise und des Belüftungssystems ist von entscheidendem Einfluß auf den Grad der Denitrifikation. Um gleichzeitig geringe Nitrat- und Ammoniumwerte im Ablauf zu erreichen, ist eine Regelung oder Steuerung der Sauerstoffzufuhr erforderlich.

9. LITERATUR

Anthonisen A.C.,R.C.Loehr,T.B.S.Prakasam,E.G.Srinath: Inhibition of Nitrification by Ammonia and Nitrous Acid. Journal WPCF 24, 835-852 (1976)

Arueste G.: Advanced Municipal Wastewater Treatment by a Single Stage Activated Sludge System. Prog.Wat.Tech. 12, No. 5, 533-550 (1980)

Arueste G.,D.Farchill,M.Goldstein,Y.Gruber: Operation of the Soreq Wastewater Treatment Plant with a Single Stage Nitrification-Denitrification Activated Sludge System. IAWPRC-Conference in Brighton (1988)

ATV - Fachausschuß 2.6 : Arbeitsblatt A 131, Entwurf Dez.(1988)

Chiusole W.: Diplomarbeit - Vergleichsstudie verschiedener Bemmessungsverfahren für Nitrifikation und Denitrifikation bei Belebungsanlagen. Institut f. Wassergüte und Landschaftswasserbau, TU Wien (1988)

Dold P.L.,G.v.R.Marais: Evaluation of the General activated Sludge Model Proposed by the IAWPRC Task Group. Wat.Sci.Tech. 18, No.6, 63-89 (1986)

Dold P.L.,G.v.R.Marais: Benefits of Including Unaerated Zones in Nitrifying Activated Sludge Plants. Wat.Sci.Tech. 19, No. 1/2, 195-207 (1987)

Downing A.L.,H.A.Painter,G.Knowles: Nitrification in the Activated-Sludge Process. J.Inst.Sew.Purif., 130-158 (1964)

Ekama G.A. et al.: "Theory, Design and Operation of Nutrient" Removal Activated Sludge Processes. Water Research Commission, Pretoria (1984)

EPA - Enviromental Protection Agency: "Process Design Manual for Nitogen Control", Washington D.C. (1975)

Ermel G.: Stickstoffentfernung in einstufigen Belebungsanlagen - Steuerung der Denitrifikation. Veröffentlichungen des Instituts für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, Heft 35 (1983 a)

Ermel G.: Steuerung der simultanen Denitrifikation über den Nitratgehalt des Belebtschlammes. gwf-Wasser/Abwasser 10, 484-487 (1983 b)

Frey W.: Sauerstoffzufuhr - Messen, Steuern, Regeln - Wiener Mitteilungen - Band 79 (1989)

Gruber Y.,D.Farchill,G.Arueste,M.Goldstein: Start-up and Running-in of the Soreq Biological Wastewater Treatment Plant. Wat.Sci.Tech. 20, No. 4/5, 63-75 (1988)

Gujer W.: Nitrifikation in Belebungsanlagen. VSA - Verbandsbericht Nr.310, (1986)

Gujer W.: Simulation von Stickstoffumsetzungen in Belebungsanlagen als Grundlage für die Einhaltung entsprechender Einleitbedingungen. siwawi - Band 13 - 6.Bochumer Workshop, 143-156 (1988)

Gujer W.,P.Erni: The Effect of Diurnal Ammonium Load Variation on the Performance of Nitrifying Activated Sludge Processes. Prog.Wat.Tech. 10,No.5,391-407 (1978)

Henze M.: The Influence of Raw Wastewater Biomass on Activated Sludge Oxygen Respiration Rates and Denitrification Rates - IAWPRC-Conference in Brighton 1988. Wat.Sci.Tech. 21, 603-607 (1989) in Druck

Henze M., Grady C.P.L., Gujer W., Marais G.v.R., Matsuo T.: "Activated sludge model No.1", IAWPRC, (1986)

Hofmann H.,W.Hegemann: Vorgeschaltete Denitrifikation: Bemessung, Konstruktive Aspekte, Betriebserfahrungen, Wiener Mitteilungen - Band 69, 70-106 (1987)

Kapp H.: Zur Interpretation der "Säurekapazität des Abwassers". gwf-Wasser/Abwasser 3, 127-130 (1983)

Kayser R.: Bemessung von Belebungsanlagen zur Stickstoffentfernung. Veröffentlichungen des Instituts für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, Heft 42, 67-83 (1987)

Kayser R.: Simultane Denitrifikation. ATV - Fortbildungskurs E/2, Essen (1985)

Kayser R.: Messen und Regeln zur N- und P-Elimination. ATV - Fortbildungskurs F/2, Fulda (1988)

Klein H.: Ausbau der Kläranlage Ludwigsburg-Hoheneck. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft - Band 104 (1988)

Knowles G.,A.L.Downing,M.J.Barrett: Determination of Kinetic Constants for Nitrifying Bacteria in Mixed Culture,with the Aid of an Electronic Computer. J.gen.Microbiol., 263-278 (1965)

Krauth Kh. u.a.: Anwendung des Belebungsverfahrens zur

Nitrifikation und Denitrifikation. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft - Band 93 (1985)

Krauth Kh.,H.Kapp: Veränderung des Stickstoffs im Abwasser durch Behandlung in biologischen Kläranlagen. Gewässerschutz-Wasser-Abwasser - Band 69, Aachen (1985)

Kroiß H.: Simultane Nitrifikation-Denitrifikation. ATV - Fortbildungskurs F/2, Fulda (1988)

Matsché N.: Nitrifikation - Grundlagen, Bemessung und Ausführung. Wiener Mitteilungen - Band 69, 1-18 (1987)

Matsché N.: Biologische Probleme beim Betrieb von Belebungsbecken. Wiener Mitteilungen - Band 47 (1982)

Matsché N.: Removal of Nitrogen by Simultaneous Nitrification - Denitrification in an Activated Sludge Plant with Mammoth Rotor Aeration. Prog.Wat.Tech. 9, No. 4/5, 625-637 (1977)

Matsché N.: Grundlagen der Nitrifikation-Denitrifikation. ATV-Fortbildungskurs F/2, Fulda (1988)

Matsché N.: Bemessung, Betrieb und Wirkung der simultanen Denitrifikation. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft - Band 90, 177-199 (1986)

Matsché N.: Influencing Parameters on the Nitrification-Denitrification Performance of a Single Stage Activated Sludge Plant. Prog.Wat.Tech. 12, No.5, 551-563 (1980 a)

Matsché N.: Nitrifikation und Denitrifikation mit dem Belebungsverfahren. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung" in Wien (1980 b)

Matsché N.,G.Spatzierer: Investigation Towards a Control of Simultaneous Nitrogen Elimination in the Treatment Plant Vienna-Blumental. Prog.Wat.Tech.6, 501-508 (1977)

Mayr E., Nitrifikation - Denitrifikation Betriebserfahrungen in Oberösterreich. Wiener Mitteilungen - Band 69, 55-69 (1987)

McKinney R.E.: "Microbiology for Sanitary Engineers", McGraw-Hill (1962)

Nolting B.: Wechselwirkungen zwischen Nitrifikation und Phosphatfällung. siwawi - Band 13 - 6.Bochumer Workshop (1988)

Pasveer A.: "Beitrag über Stickstoffbeseitigung aus Abwässern", Münchner Beiträge - Band 12, 197-224 (1965)

Richardson, M.: Nitrification inhibition in the treatment of sewage. Royal Society of Chemistry, Burlington House, London (1985)

Schwager A.,W.Gujer: pH-Berechnung beim Belebtschlamm-verfahren und Auswirkungen des pH-Wertes auf die Nitrifikation. VSA - Verbandsbericht Nr.348 (1987)

Spies P.J.,C.F.Seyfried: Ammonia Controlled Activated Sludge Process for Nitrification-Denitrification. Wat.Sci.Tech. 20, No.4/5, 29-36 (1988)

Usrael G.: Control of Aeration at the Treatment Plant Vienna-Blumental. Pro.Wat.Tech. 9,No.6, 245-249 (1977)

van Haandel A.C.,P.L.Dold,G.v.R.Marais: Optimization of Nitrogen Removal in the Single Sludge Activated Sludge Process. Wat.Sci.Tech. 14,No. 6/7, 443-461 (1982)

van Haandel A.C.,G.A.Ekama,G.v.R.Marais: The Activated Sludge Process-3, Single Sludge Denitrification, Wat.Res. 15, 1135-1152 (1981)

v.d.Emde W.,G.Spatzierer: Das Klärwerk Zellerbecken, Österr.Wasserw., 85-94 (1978)

WPCF - Water Pollution Control Federation: "Nutrient Control" - Manual of Practice No.FC-7, Washington D.C. (1983)

Dipl.Ing. Otto Nowak,
Dipl.Ing. Karl Svardal
Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien

PHOSPHORENTFERNUNG

N. Matsché

1. ALLGEMEINES

Phosphorverbindungen sind in verschiedenen Nahrungsmitteln und in Wasch- und Reinigungsmitteln enthalten. In großen Mengen werden sie in Form von Mineraldünger und in Futtermitteln in der Landwirtschaft eingesetzt. Aus allen diesen Anwendungsbereichen gelangen Phosphate über das Abwasser in die Gewässer. Phosphorverbindungen stellen an sich keine Schadstoffe dar. In den Gewässern können sie aber durch Auslösung von Sekundärprozessen zu einer wesentlichen Verschlechterung der Gewässergüte führen (Eutrophierung).

Die Entfernung von Phosphorverbindungen aus Abwässern stellt eine wichtige Möglichkeit im Kampf gegen die Eutrophierung unserer Gewässer dar.

Im Gegensatz zur Entfernung von Stickstoffverbindungen, bei denen die Möglichkeit besteht, Stickstoff gasförmig in die Atmosphäre abzugeben, ist eine gleichartige Entfernung für Phosphorverbindungen nicht möglich. Phosphorverbindungen können aus dem Wasser nur entfernt werden, wenn sie auf Grund von chemischen bzw. biochemischen Reaktionen in den festen Aggregatzustand übergeführt und hernach als Feststoffe aus dem Wasser abgeschieden werden können. Die Überführung von Phosphaten aus dem Wasser in den festen Aggregatzustand kann auf 2 Arten erfolgen:

- Inkorporation des Phosphors
- Chemische Fällung des Phosphors

Zu diesen beiden grundlegenden Prozessen kommt noch die in letzter Zeit entwickelte biologische Phosphorentfernung.

2. INKORPORATION DES PHOSPHORS

Ein Teil der Phosphorverbindungen wird von den Mikroorganismen bei der Abwasserbehandlung zum Zweck des Aufbaues ihrer Körpersubstanz aufgenommen. Die gebildete Biomasse wird in Form des Überschußschlammes aus dem System entfernt. Bei konstanter Zusammensetzung der Bakterienmasse ist zu erwarten, daß die Phosphatentnahme proportional zur Produktion von biologischem Schlamm steigt. Die prozentuelle Phosphorelimination ist dabei abhängig vom C/P-Verhältnis des Abwassers und des biologischen Schlammes.

Nach einem Faustwert ist für die Erhaltung eines gesunden Schlammes bei der biologischen Reinigung ein Verhältnis von BSB_5 : P = 100 : 1 erforderlich. Bei diesem Verhältnis von organischen Schmutzstoffen und Phosphor wird Phosphor vollständig zum Zellaufbau verwendet. Rechnet man mit einem BSB_5 des abgesetzten Abwassers von 200 mg/l und einem BSB-Abbau von 90 %, so werden 200 . 0,9/100 = 1,80 mg P/l eliminiert. Bei einem mittleren Phosphatgehalt des mechanisch gereinigten Abwassers von 15 mg P/l entspricht dies nur einem Abbau von etwa 12 %. Hierzu käme noch der Anteil des in den Feststoffen des Abwassers enthaltenen Phosphors. Als grobe Näherung kann abgeschätzt werden, daß bei der biologischen Reinigung von kommunalen Abwässern mit einer Phosphorentfernung von 20 - 30 % gerechnet werden kann.

Bei einer Untersuchung über den Mechanismus der Phosphorentfernung beim Belebungsverfahren (MORGAN, 1972), bei der Laboranlagen mit Abwässern von verschiedenen C-P-Verhältnissen betrieben wurden, konnten folgende Ergebnisse erhalten werden: Um einen konstanten Abbau von 90 % TOC zu erhalten, ist ein Phosphorgehalt des Schlammes von mindestens 1 % erforderlich, der mit einem COD : P Verhältnis von 100 : 0,15 im Zulauf eingehalten werden kann. Ist im Zulauf ein höherer Phosphorgehalt vorhanden, so ergibt sich ein höherer Phosphorgehalt im Belebtschlamm. Bei den Untersuchungen konnte gezeigt werden, daß bis zu einem Phosphor-

gehalt des belebten Schlammes von 1,6 % der gesamte Phosphor des Zulaufes in den Schlamm eingelagert wurde und im Ablauf kein Phosphor nachgewiesen werden konnte. Dieser Phosphorgehalt von 1,6 % im Belebtschlamm stellt sich ein, wenn das COD : P-Verhältnis des Zulaufes 100 : 0,45 betrug. Ein weiteres Ansteigen des Phosphors im Zulauf über dieses Verhältnis führte zwar noch zu einem weiteren Anstieg des Phosphorgehaltes im Belebtschlamm, die Aufnahme aus dem Wasser war jedoch nicht mehr vollständig und es konnte Phosphor im Ablauf der Anlagen nachgewiesen werden. Der maximale Phosphorgehalt des Schlammes bei den beschriebenen Versuchen betrug etwa 3 %. Eine graphische Darstellung der beschriebenen Versuche ist in Abbildung 1 gegeben.

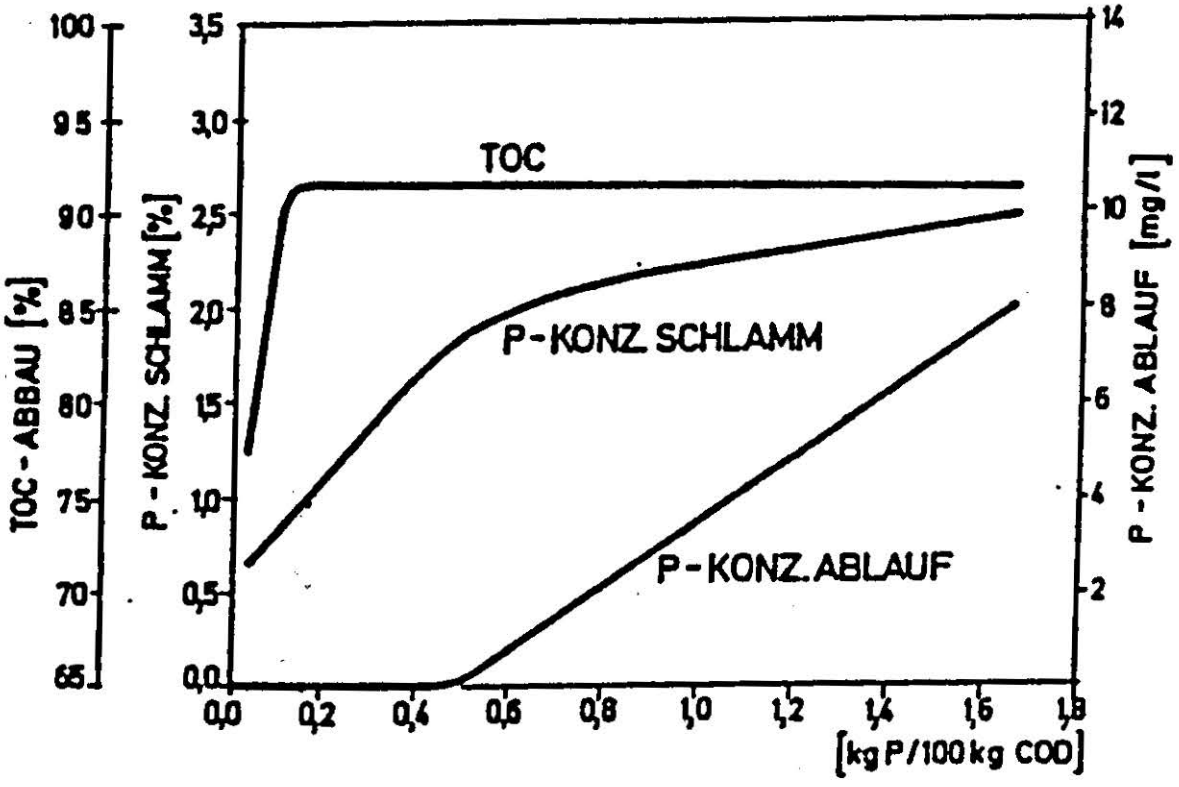


Abb. 1: Reinigungsleistung, Phosphorgehalt im Schlamm und im Ablauf als Funktion des Phosphorgehaltes im Zulauf

Man erkennt deutlich, daß bei sehr niedrigen Phosphorwerten (COD : P $\leq$ 100 : 0,15) eine deutliche Verschlechterung des Abbaues der Kohlenstoffverbindungen eintritt, was mit einer Limitierung des Phosphorgehaltes erklärt werden kann und in der Praxis bei nährstoffarmen Industrieabwässern häufig erhalten wird.

3. CHEMISCHE FÄLLUNG VON PHOSPHAT

3.1 Chemische Grundlagen

In der Mehrzahl der Fälle, in denen eine Phosphorentfernung angestrebt wird, werden heute chemische Fällungsverfahren eingesetzt. Dabei wird die Bildung schwer löslicher Metall-Phosphat-Verbindungen durch die Zugabe von Eisen-, Aluminium- oder Kalziumverbindungen angestrebt. Diese schwer löslichen Verbindungen können jedoch nur gebildet werden, wenn Phosphor in der Form von ortho-Phosphat (PO_4-P) vorliegt. Phosphor kommt jedoch im Wasser und Abwasser in drei verschiedenen Formen vor:

ortho-Phosphat (o-PO_4))
kondensiertes Phosphat (poly-PO_4)) Ges P
organische Phosphorverbindungen (org P))

Polyphosphate und organische Phosphorverbindungen bilden mit den genannten Metallen keine schwerlöslichen Verbindungen und werden in der Regel nur durch Adsorption an oberflächenreichen Niederschlägen entfernt. Der Übergang der Polyphosphate und organischen Phosphorverbindungen in PO_4-P (Hydrolyse) wird jedoch schon durch Mikroorganismen, die im rohen Abwasser vorhanden sind, aber vor allem auch bei der biologischen Abwasserreinigung in relativ kurzer Zeit erreicht.

Als dreibasische Säure H_3PO_4 liegen die Salze der Phosphorsäure abhängig vom pH-Wert der Lösung in verschiedener Form vor. Diese pH-Abhängigkeit ist auch für die Reaktion mit Metallsalzen von großer Bedeutung. Wie man aus dem Diagramm

entnehmen kann, liegt PO_4^{-3} erst bei relativ hohen pH-Werten vor. Im Neutralbereich überwiegen H PO_4^{-2} und $H_2PO_4^-$. Die undissoziierte Säure H_3PO_4 liegt hingegen erst bei sehr niedrigen pH-Werten vor. Ebenfalls ist die Löslichkeit der verschiedenen in Frage kommenden Fällungsprodukte vom pH-Wert beeinflußt (Abb. 2).

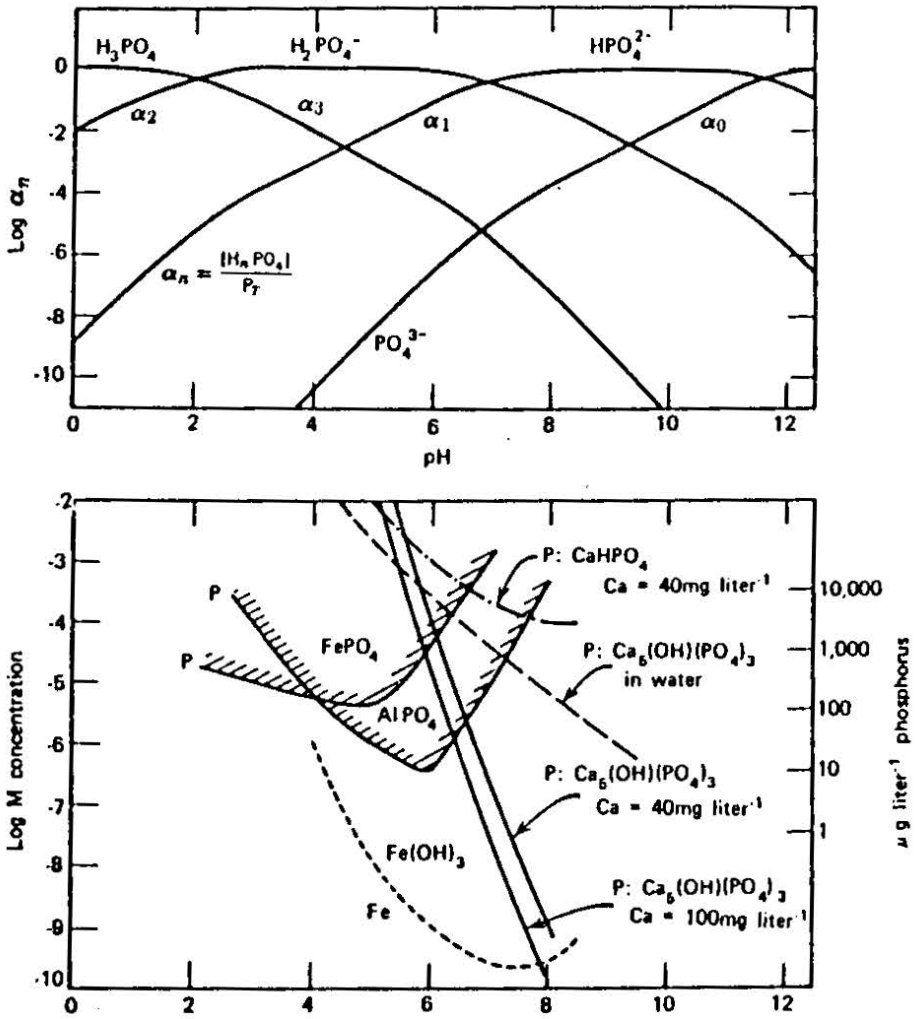


Abb. 2: Dissoziationsstufen der Phosphorsäure und PO_4-Fällungsprodukte als Funktion des pH-Wertes (nach STUMM)

Die Phosphate des dreiwertigen Eisens und des Aluminiums zeigen ein deutliches Löslichkeitsminimum (pH 5 für $FePO_4$ und pH 6 für $AlPO_4$). Nach diesen Kurven wäre die mit Eisenfällung zu erreichende minimale Konzentration ca. 0,1 mg PO_4-P/l bei pH 5, bei pH 7 aber bereits 10 mg PO_4-P/l. Da dies den Ergebnissen der Praxis widerspricht, müssen auch andere Umsetzungen zur Erniedrigung der PO_4-P-Konzentration stattfinden. Neben den rein stöchiometrischen Um-

setzungen bei der Behandlung von PO_4 Lösungen mit Eisen- oder Aluminiumsalzen scheinen auch Adsorptionsvorgänge eine wesentliche Rolle zu spielen. Werden zunächst Eisensalze betrachtet, so kommen sowohl Verbindungen des zweiwertigen und des dreiwertigen Eisens in Betracht. Wegen der größeren Löslichkeit von Eisen-II-Phosphat sollen Eisen-II-Salze jedoch vorher zu dreiwertigem Eisen oxidiert werden. Diese Oxidation erfolgt meist mit Luft (Vorbelüftung, belüfteter Sand- oder Fettfang, Belebungsbecken), selten mit Chlor und erfolgt nach der Gleichung:

$$\underset{112}{2\ Fe^{2+}} + \underset{16}{1/2\ O_2} + H_2O \rightarrow 2\ Fe^{3+} + 2\ OH^-$$

Dies bedeutet, daß die Oxidation einer Ferrosulfatlösung die z.B. 20 mg Fe^{2+}/l enthält, 2,86 mg O_2/l an zusätzlichem Sauerstoff erfordert. Im Reinwasser geht diese Reaktion bei Sauerstoffzufuhr durch Belüftung sehr langsam vor sich. Bei Anwesenheit von Bakterien, wie sie im rohen Abwasser vorhanden sind, aber besonders in Gegenwart von Belebtschlamm, ist sie bereits nach einigen Minuten abgeschlossen. Die Ionen des dreiwertigen Eisens können nun zwei Reaktionen eingehen:

$$\underset{56}{Fe^{3+}} + \underset{31}{PO_4^{3-}} \rightarrow Fe\ PO_4$$

$$Fe^{3+} + 3\ OH^- \rightarrow Fe(OH)_3$$

Da für die Bildung von schwer löslichem Eisenphosphatniederschlag ein Mol Eisen-Ionen (56 g) mit einem Mol Phosphatphosphor (31 g) reagieren, sind bei stöchiometrischer Umsetzung für 1 g Phosphor ca. 1,8 g Eisen erforderlich. Da aber neben Eisenphosphat auch Eisenhydroxid gebildet wird, ist ein größerer Zusatz von Fällmitteln erforderlich, um Phosphor weitgehend zu entfernen. Phosphat kann auch an Eisenhydroxidniederschlägen adsorbiert werden. Diese Adsorption von Phosphat an Eisen- oder Aluminium-

atomen kommt auch bei der Bindung von Phosphat in natürlichen Böden zur Auswirkung. Untersuchungen von WUHRMANN, 1964 konnten zeigen, daß erst bei einer Konzentration von etwa 40 mg PO_4-P/l stöchiometrisches Fe PO_4 ausfällt. Bei tieferen Konzentrationen wird Phosphat an Eisenhydroxidschlämmen adsorbiert. Erst nach längerer Kontaktzeit wird das am Eisenhydroxid adsorbierte Phosphat auch chemisch zu Eisenphosphat gebunden. Eine längere Kontaktzeit zwischen Eisenhydroxidschlämmen und Phosphat ist daher für die Ausnutzung der Chemikalien zur Phosphorfällung förderlich und wird beim später noch zu besprechenden Simultanfällungsverfahren auch in der Praxis ausgenützt.

Die Reaktion des Aluminiumions im Wasser verläuft sehr ähnlich wie die des dreiwertigen Eisens:

$$Al^{3+} + PO_4^{3-} \rightarrow Al\ PO_4$$

$$Al^{3+} + 3\ OH^- \rightarrow Al\ (OH)_3$$

In Summe bildet sich auch hier wieder über mehrere Zwischenreaktionen eine Mischverbindung aus Aluminiumhydroxid und Aluminiumphosphat, deren Phosphorgehalt mit zunehmendem Fällungsmittelüberschuß abnimmt. Bei niederen Konzentrationen wird Phosphat an Aluminiumhydroxidschlämmen adsorbiert. Unter der Annahme der stöchiometrischen Reaktion von Aluminium mit Phosphat reagiert ein Mol Al^{3+} (27 g) mit ein Mol PO_4-P (31 g P). Pro g Phosphor sind also mindestens 0,87 g Al erforderlich. In der Praxis ist jedoch ein Fällmittelüberschuß erforderlich, um eine niedrige Phosphorrestkonzentration zu erreichen.

Bei der Fällung mit Kalzium kommen als Reaktionsparnter das Phosphat, das Karbonat und erst bei sehr hohen pH-Werten über 12 die Hydroxylionen in Frage. Die Fällung des Phosphats durch die Bildung von Kalziumphosphat $Ca_3(PO_4)_2$ ist dabei sehr zweifelhaft. Im alkalischen Bereich ist hingegen Hydroxylapatit $Ca_5(PO_4)_3OH$ die einzige stabile Kalziumphosphatform. Es ist dabei jedoch zu berücksichtigen,

daß bei den hohen pH-Werten, die für die Bildung des Hydroxylapatites erforderlich sind, das Kalzium auch mit dem im Abwasser vorhandenen Karbonat als Kalziumkarbonat und bei sehr hohen pH-Werten auch als Kalziumhydroxid ausfällt.

$$Ca(HCO_3)_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow 2\ CaCO_3 + 2\ H_2O$$

Bei einer Karbonathärte von z.B. 10° deutscher Härte (entsprechend 71 mg Kalzium/l) würde der Kalziumgehalt des Wassers bereits zu Apatitbildung mit 10 mg P/l ausreichen. Zusätzliche Mengen von $Ca(OH)_2$ werden aber benötigt, um den pH-Wert von 10,5 auf billigem Wege zu erreichen. Die benötigte Menge an Zusatz von Brantkalk ist abhängig von der Karbonathärte des zu behandelnden Wassers und beträgt etwa 30 g $Ca(OH)_2$/°dH . m³. Die gebildeten Kalziumkarbonat- und Apatitniederschläge adsorbieren auch organische Phosphorverbindungen und Polyphosphate, haben aber die Eigenschaft, ziemlich schlecht quantitativ zu sedimentieren. Mit einem geringen Zusatz eines Flockungshilfsmittels ist aber leicht ein klarer Abfluß erzielbar. Durch zusätzliche Zugabe von etwa 1 - 2 mg Fe^{3+} wurden die Ergebnisse noch verbessert.

3.2 Fällungschemikalien

Die nachfolgende Aufstellung zeigt die wichtigsten Fe- und Al-Fällungschemikalien mit ihren unterschiedlichsten Metallgehalten.

Eisen-II-Chlord	$FeCl_2$	44,1 % Fe
Eisen-II-Sulfat	$FeSO_4 \cdot 7\ H_2O$	20,1 % Fe
Eisen-III-Chlorid	$FeCl_3 \cdot 6\ H_2O$	20,7 % Fe
Eisen-III-Sulfat	$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 2\ H_2O$	25,6 % Fe
	$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 3\ H_2O$	24,6 % Fe
Aluminiumsulfat	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 14\ H_2O$	9,08 % Al
	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18\ H_2O$	8,10 % Al
Aluminiumchlorid	$AlCl_3 \cdot 6\ H_2O$	22,4 % Al
Natriumaluminat	$Na_2Al_2O_4 \cdot 3\ H_2O$	24,8 % Al

Einige wichtige Produkte sollen nachfolgend etwas eingehender behandelt werden:

Eisen-II-Sulfat ($FeSO_4 \cdot 7\ H_2O$)

Eisen-II-Sulfat (Ferrosulfat, Eisenvitriol) ist ein bläulich-grünes Salz, welches beim Lösen von Eisen in Schwefelsäure entsteht. Es fällt meist als Neben- bzw. Abfallprodukt in Stahlwerken, Galvanikbetrieben, der Titanoxidindustrie und anderen Industrien in unterschiedlicher Qualität an. Die Zusammensetzung und einige physikalische Eigenschaften eines typischen Produktes sind nachfolgend zusammengestellt.

		T (°C)	Löslichkeit	Dichte
Eisen	19,5 %		g/l	kg/m³
Schwefelsäure	<1 %			
Unlöslicher Rückstand	1 %	5	325	1,16
Chrom	5 mg/kg	10	337	1,17
Nickel	20 mg/kg	15	405	1,19
Kupfer	3 mg/kg	20	461	1,21
Zink	3 mg/kg	25	554	1,24
Mangan	550 mg/kg	30	611	1,27

Schüttgewicht ca. 1,10 kg/m³
pH einer ges. Lösung (20° C) ∿3
Gefrierpunkt: 100 g/l ... - 0,7° C
300 g/l ... - 2,4° C

Eisen-III-Chlorid ($FeCl_3$)

Eisen-III-Chlorid kommt meist als 40 %-ige gelblich braune Lösung zur Anwendung (ca. 14 % Fe, Dichte 1,42 kg/l). Die Herstellung erfolgt durch Lösen von Eisenschrott in Salzsäure und Oxidation des gebildeten Eisen-II-Chlorides mit Chlorgas bzw. Aufarbeitung von Beizlösungen aus der Metallindustrie. Durch mehr oder weniger starkes Eindampfen erhält man die gewünschte Konzentration von 40 % bzw. 60 % ($FeCl_3 \cdot 6\ H_2O$). Je nach Zusammensetzung des Eisenschrottes ist auch die Zusammensetzung der Verunreinigungen im Eisen-III-Chlorid verschieden.

Eisen-III-Sulfatchlorid ($FeSO_4Cl$)

Eisen-III-Sulfatchlorid (Eisenchlorsulfat, Ferrichloridsulfat) kommt in Form einer dunkelbraunen korrosiven wäs-

serigen Lösung in den Handel (41 % Lösung, ca. 12,3 % Fe, Dichte 1,46 kg/l).

Sonstige Fällmittel auf der Basis Eisen-III:
Diese enthalten z.B. neben Eisen-III-Sulfat auch Aluminiumsulfat und andére Bestandteile, sodaß nicht nur Eisen, sondern auch Aluminium für die Phosphorentfernung zur Verfügung stehen.

Aluminiumsulfat ($Al_2(SO_4)_3 \cdot 18\ H_2O$)
Technisch reines Aluminiumsulfat ist ein weißes Salz, welches beim Lösen von Aluminiumhydroxid in Schwefelsäure bzw. durch direkten Aufschluß von Bauxit oder Ton mit Schwefelsäure gewonnen wird. Da technisch reines Aluminiumsulfat (ca. 8 % Al) für die Phosphorfällung meist zu teuer ist, verwendet man hauptsächlich Produkte, die ohne weitere Behandlung direkt aus dem Säureaufschluß von Bauxit oder Ton stammen bzw. Aufschlußprodukte aluminium- und eisenhältiger Erze sind (ca. 7 % Al, ca. 3 % Fe). Als weitere Fällungsmittel auf der Basis von Aluminium seien genannt:

Aluminiumchlorid ($AlCl_3$)
Natriumaluminat $NaAl(OH)_4$
Abfallprodukte bei der Aluminiumgewinnung, stark saure Flüssigkeiten, die Aluminium und Eisen enthalten.

3.3 Fällungsverfahren

3.3.1 Vorfällung

Beim Verfahren der Vorfällung werden die Fällmittel vor dem Vorklärbecken zugegeben, das Vorklärbecken dient gleichzeitig zur Abscheidung der Fällungsprodukte (Abb. 3).

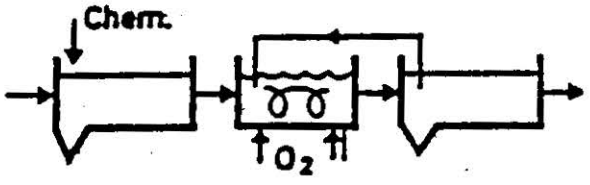


Abb. 3: Vorfällungsverfahren zur P-Entfernung

Bei dieser rein chemischen Fällung werden etwa 30 - 60 % der organischen Stoffe und bis zu 90 % des $o\text{-}PO_4$ Phosphors entfernt. Als Fällungsmittel können dabei Kalk, Aluminiumsulfat oder dreiwertige Eisensalze (z.B. $FeCl_3$) eventuell in Kombination mit Flockungshilfsmittel (Polyelektrolyten) eingesetzt werden. Der anfallende Fällungsschlamm wird mit dem Primärschlamm abgeschieden und gemeinsam mit diesem entfernt. Eine Vorfällung kann sowohl für Belebungsanlagen, aber auch für Tropfkörperanlagen vorgesehen werden. Im allgemeinen wird durch die Vorfällung der Reinigungseffekt der Vorklärung erhöht und die nachfolgende biologische Stufe entlastet.

3.3.2 Simultanfällung

Die Entfernung der Phosphate durch Fällung erfolgt hier gleichzeitig mit dem biologischen Abbau der organischen Verbindungen. Die Fällmittelzugabe erfolgt innerhalb der biologischen Stufe und kann sowohl im Zulauf beim Belebungsbecken, im Rücklaufschlammgerinne, im Zulauf zum Nachklärbecken, als auch direkt im Belebungsbecken angeordnet sein. Für die Wahl der Zugabestelle spielen die Turbulenz und Strömungsverhältnisse eine Rolle, um eine sofortige gute Durchmischung von Fällmittel und Abwasser zu erreichen, die die Voraussetzung für ein gutes Fällungs- und Flockungsergebnis darstellen. Ein Fließschema für die Simultanfällung mit den möglichen Dosierstellen für das Fällungsmittel ist in Abb. 4 gegeben.

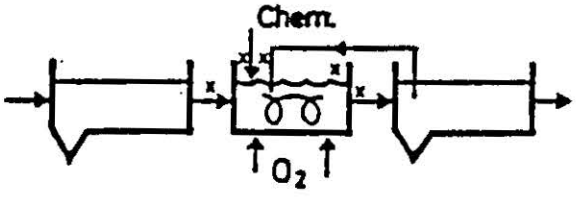


Abb. 4: Simultanfällungsverfahren zur P-Entfernung mit den möglichen Dosierstellen

Ein Vorteil des Verfahrens liegt in der weitgehenden Ausnutzung der Fällmittel, die auf der Rezirkulation mit dem Rücklaufschlamm beruht. Allerdings wird dadurch auch der anorganische Anteil des Feststoffgehaltes im Belebungsbecken erhöht. Dies ist bei der Auslegung der biologischen Stufe hinsichtlich Wirkungsgrad, Schlammbelastung und Schlammalter (Nitrifikation) sowie Nachklärung zu berücksichtigen. Bei der Auswahl der Fällmittel ist darauf zu achten, daß keine den biologischen Prozeß störenden Nebenwirkungen wie z.B. starke pH-Wert-Verschiebungen auftreten. Die Dosiereinrichtungen sind ebenso aufgebaut wie bei der Vorfällung, die zusätzlichen Investitionen erstrecken sich nur auf die Dosierstation.

Beim Scheibentauchkörper sind die Verhältnisse ähnlich wie beim Belebungsverfahren, bei Tropfkörperanlagen bietet sich dagegen die Zugabe in den Nachklärbeckenzulauf als alleinige Dosierstelle an, wobei auf ausreichende Durchmischung und Flockung zu achten ist.

Die Simultanfällung wird auch bei belüfteten und unbelüfteten Teichen angewendet.

Der Vorteil der Simultanfällung gegenüber der Nachfällung liegt in den geringen Baukosten, denn es wird ja kein zusätzliches Bauwerk erforderlich. Auch ist der Betrieb wesentlich einfacher als bei der Vorfällung und bei der Nachfällung. Trotz gleichem Chemikalieneinsatz bei den drei verschiedenen Varianten ist die anfallende Schlammenge bei der Simultanfällung am geringsten. Durch die Zugabe von Eisen wird der belebte Schlamm beschwert und damit die Überschußschlammenge trotz ingesamt höheren Gewichts vermindert.

In vielen Anlagen tritt oft als Betriebsproblem Blähschlamm auf. Durch die Zugabe von Eisensulfat zum Belebungsbecken konnte in den meisten Fällen der Blähschlamm erfolgreich bekämpft werden (MATSCHÉ, 1982).

Verschiedentlich wird als Vorteil der Nachfällung hervor-

gehoben, daß der End-Phosphorgehalt niedriger liegt als bei der Simultanfällung. Versuche in Zell am See, wo vorübergehend Eisensulfat zugegeben wurde, haben aber gezeigt, daß mit der Simultanfällung der gleiche niedrige End-Phosphor-Gehalt erreicht werden kann wie mit der Nachfällung. So liegen die Phosphorwerte des Ablaufes noch unter 0,5 mg/l (v.d. EMDE, SPATZIERER, 1978). Entscheidend für den End-Phosphor-Gehalt ist die zugegebene Eisensulfatmenge. Je größer das Verhältnis Eisen : Phosphor ist, desto geringer ist die Phosphorkonzentration im Ablauf (Abb. 5).

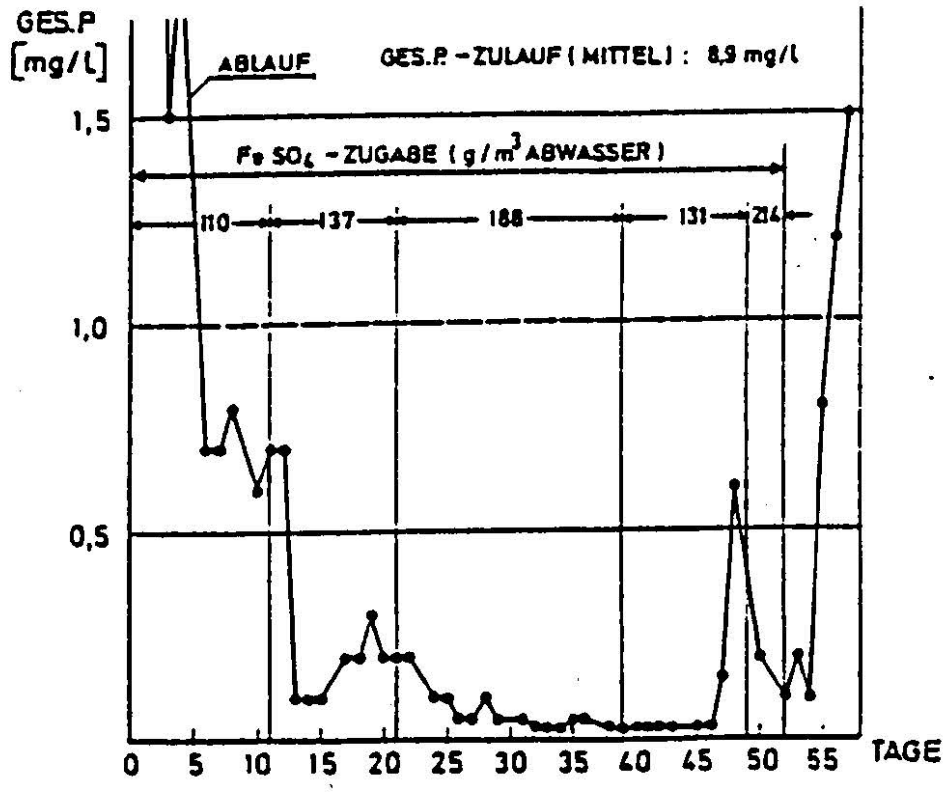


Abb. 5: Gesamt-P-Konzentration im Ablauf bei unterschiedlicher Fällmitteldosierung (Simultanfällung mit Eisen-Sulfat); Klärwerk Zellerbecken

Ein besonderer Vorteil der Simultanfällung liegt in der großen Pufferkapazität des Eisen-Belebtschlammes. Erst zwei Tage nach Abstellen der Eisensulfatzugabe steigt der Phosphorgehalt des Ablaufes wieder an. Plötzliche Phosphorstöße werden daher gut aufgefangen. Dies ist besonders wichtig für kleinere Abwasserreinigungsanlagen, wo eine

Eisendosierung entsprechend der Phosphorzulauffracht nicht möglich ist. Auch hier gilt wiederum: je höher das Schlammalter, desto größer die Pufferkapazität des Eisenschlammes. Überdosierungen an Eisensalzen führten bei der Simultanfällung zu keiner nachhaltigen Beeinflussung des Prozesses.

Im Jahre 1983 wurden durch unser Institut umfangreiche Untersuchungen über die Funktion der P-Entfernung der 5 größten Kläranlagen in Vorarlberg, die mit Simultanfällung betrieben werden, durchgeführt. Über einen Zeitraum von 4 Wochen wurden von jeder Anlage Tagesmischproben von Zu- und Ablauf untersucht. Dabei wurden sehr zufriedenstellende Ergebnisse erzielt. Nachfolgend sind die Mittelwerte aller 5 untersuchten Anlagen und die Meßwerte der Anlage V mit den besten Ergebnissen zusammengestellt.

		Mittelwert aller Anlagen	Anlage V
Zulauf ges.P	mg/l	6,86	7,27
Ablauf ges.P	mg/l	0,81	0,56 $\pm$ 0,14
Rückhalt ges.P	%	88,2	92,3
Ablauf PO_4^{3-}-P	mg/l	0,43	0,32 $\pm$ 0,10

Durch die Untersuchung konnte die in einzelnen Anlagen unzureichende Fällmitteldosierung bzw. zu hohe Belastung der Nachklärbecken aufgezeigt werden, wodurch zeitweise geringfügig höhere Konzentrationen (ges.P 1 - 2 mg/l) im Ablauf auftreten. Die bei den Messungen erzielten Ergebnisse lassen jedoch den Schluß zu, daß bei entsprechender Überwachung > 90 % des ges.P der Jahresfracht gesichert vom Kläranlagenablauf zurückgehalten werden können. Die erzielbaren Ablaufkonzentrationen sind dabei von den Konzentrationen im Zulauf weitgehend unabhängig und werden vor allem vom Verhältnis Phosphor : Fällungsmittel und vom Schwebstoffgehalt des Ablaufes bestimmt. Üblicherweise wird mit einem Überschuß an Fällungsmittel (z.B. 1,5 Mol Fe pro Mol P) gearbeitet, wodurch die Konzentration an gelöstem P im Ablauf

unter 0,5 mg/l gesenkt werden kann. Der Schwebstoffgehalt des Ablaufes ist unmittelbar von der Funktion der Nachklärung abhängig. Selbst bei einem niedrigen Schwebstoffgehalt von 10 mg SS/l ergeben sich bei einem Phosphorgehalt des belebten Schlammes von 3 % noch 0,3 mg ges.P/l im Ablauf.

Die Simultanfällung wird seit Jahren auch auf allen Kläranlagen im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees betrieben (STALZER, u.M., 1985). Durch eine intensive Beratung der einzelnen Kläranlagenbetreiber und eine entsprechende Überwachung von Seiten der Behörde (tägliche Übersendung von Ablaufproben) konnte z.B. ein mittlerer Wert von 0,57 mg PO_4-P/l bzw. von 0,73 mg ges.P/l bezogen auf die Gesamtabwassermenge des Jahres 1983 erreicht werden.

3.3.3 Nachfällung

Die Nachfällung wird in einer eigenen, der mechanisch biologischen Reinigung nachgeschalteten Stufe durchgeführt und kann an jedes biologische Reinigungsverfahren angeschlossen werden. Als Fällmittel können sowohl Kalk als auch Eisen-III- und Aluminiumsalze verwendet werden. Sie werden dem Ablauf des Nachklärbeckens der biologischen Stufe zugegeben. Für die Nachfällung ist außer einem Flockungsbecken auch ein zusätzliches Absetzbecken erforderlich. Misch-, Flockungs- und Absetzbecken können baulich sowohl getrennt, aber auch als Kombinationsbecken errichtet werden (Abb. 6).

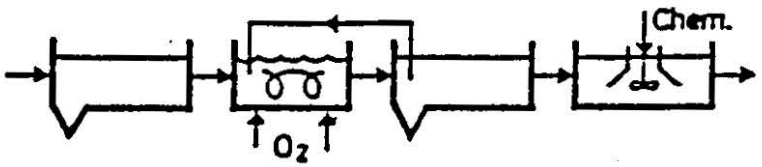


Abb. 6: Nachfällungsverfahren zur P-Entfernung

Um eine bessere Ausnutzung der Chemikalien zu erreichen, kann der in der Nachfällung anfallende chemische Schlamm

als Kontaktschlamm im Kreislauf gefahren werden. Ebenso kann ein Teil des chemischen Schlammes der biologischen Stufe zugeführt werden, um bessere Absetzeigenschaften des belebten Schlammes zu erreichen und mit den unverbrauchten Chemikalien einen Simultanfällungseffekt zu erzielen. Der Schlamm der Nachfällung kann getrennt oder auch gemeinsam mit dem Schlamm der mechanisch-biologischen Stufe behandelt und beseitigt werden.

3.3.4 Flockungsfiltration

Dieses in der Schweiz entwickelte Verfahren (BOLLER, 1984) stellt eine Erweiterung der Fällungsverfahren durch eine Nachschaltung von Flockungs- und Filtrationsstufen dar (Abb. 7).

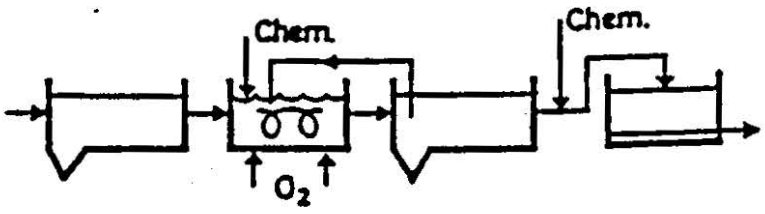


Abb. 7: Flockungsfiltration mit P-Entfernung

Dabei werden ca. 80 % des Phosphors im Vor- oder Simultanfällungsverfahren durch Sedimentation und der Rest durch nochmalige Fällmittelzugabe und Filtration abgetrennt. In der Anlage Hochdorf (CH) wurden dabei folgende Werte erzielt (BOLLER, 1984):

Jahr		1980	1981	1982	1983
Ablauf VKB	mg P/l	6,70	5,96	5,68	5,52
Ablauf NKB	mg P/l	1,08	1,01	0,46	0,47
Ablauf Filter	mg P/l	0,14	0,24	0,17	0,13
Elimination	%	97,9	96,0	97,0	97,6

Ein Rückhalt von P zwischen 95 und 97 % konnte auch bei einer Reihe anderer Anlagen ermittelt werden.

Die bei der Flockenfiltration einzusetzenden Dosiermengen

von Fe(III) oder Al(III) richten sich nach der im NKB-Ablauf vorhandenen Konzentration an gelöstem Phosphor. Um eine Feststoffüberbelastung der Filtration zu vermeiden, muß die P-Konzentration durch vorangehende Fällungsstufen (Vorfällung, Simultanfällung) auf ca. 0,7 mg gelöst-P/l eingestellt werden. Wie aus Versuchsresultaten in Abb. 8 ersichtlich, bedeutet dies Dosierungskonzentrationen im Bereich von 2 - 4 mg Fe(III) resp. 1 - 2 mg Al(III)/l, falls im Filtrat ca. 0,1 mg P/l erreicht werden sollen.

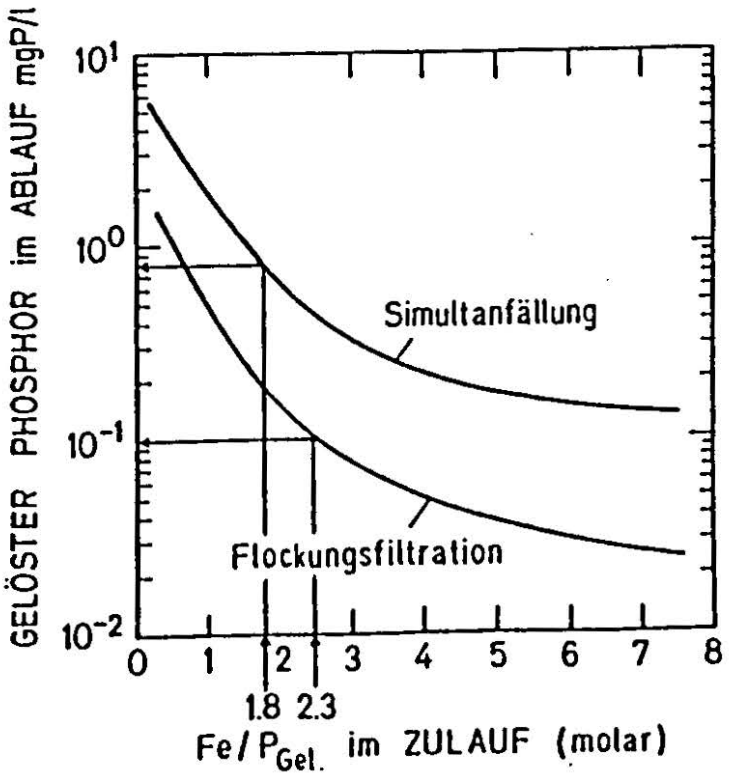


Abb. 8: Erreichbare P-Restkonzentrationen in Simultanfällung und Flockenfiltration in Abhängigkeit der Fe(III)-Dosierung dargestellt als molares Verhältnis von Fe/P im Zulauf der jeweiligen Verfahrensstufe (nach BOLLER, 1988)

3.4 Kosten

Gegenüber mechanisch-biologischen Kläranlagen ergeben sich bei zusätzlicher Anwendung eines Fällungsverfahrens Mehrinvestitionen. Diese bestehen bei der Vor- und Simultanfällung im wesentlichen aus den Kosten für die Einrichtungen

zur Speicherung, Lösung und Dosierung der Chemikalien. Bei der Nachfällung kommen noch die Baukosten für die Flockungs- und Sedimentationsstufe hinzu. Da sich Vor- und Simultanfällungsanlagen abgesehen von möglichen Größenunterschieden der Lagerbehälter nur hinsichtlich der Zugabestelle der Chemikalien unterscheiden, kann hier praktisch von gleichhohen Investitionskosten ausgegangen werden. Die Errichtung eines Gebäudes zur Unterbringung von Lagerbehältern und Dosiereinrichtungen führt zu deutlich höheren Investitionskosten.

Die Investitionen für eine kombinierte Vorfällung mit Kalk und Simultanfällung mit Eisensulfat resultieren im wesentlichen aus dem Aufwand für die Speicherung, Lösung und Dosierung beider Fällmittel. Mit dem Kostenstand 1980 betragen sie nach BISCHOFSBERGER (ohne Kosten für Gebäude):

für	10.000 E	13,50 DM/E
	50.000 E	2,75 DM/E
	100.000 E	2,15 DM/E
	500.000 E	1,35 DM/E

Der Betrieb von Einrichtungen zur chemischen Fällung führt gegenüber mechanisch-biologischen Kläranlagen zu einer Erhöhung der Betriebskosten. Einzelfaktoren dieser Erhöhung sind:

- Fällmittelkosten,
- zusätzliche Sachkosten (Schmiermittel, Reinwasser, Instandhaltung, Reparaturen),
- zusätzlicher Energieaufwand,
- Personalkosten und
- zusätzliche Schlammbehandlungskosten.

Die relativen Kosten für verschiedene Verfahren und unterschiedliche Kläranlagengrößen wurden von SCHÜSSLER und SEYFRIED (1980) abgeschätzt.

Relative Größen der Betriebskostengruppen in %

		Me^{3+}		Fe^{2+}	
		4.500 E	180.000 E	4.500 E	180.000 E
VORFÄLLUNG	Fällmittelkosten	53,0	85,0	16,2	49,0
	Schlammbeh.-K.	41,4	13,5	65,9	43,7
	Sonst. Kosten	5,6	1,5	17,9	7,3
SIMULTAN-FÄLLUNG	Fällmittelkosten	46,3	81,6	12,6	42,5
	Schlammbeh.-K.	45,7	16,1	64,8	47,2
	Sonst. Kosten	8,0	2,3	22,6	10,3

Eine relativ einfache Abschätzung der Kosten kann für den Fällmittelaufwand durchgeführt werden.

Bei Verwendung von techn. Eisensulfat und einem derzeit geltenden Preis von ca. öS 750,--/t frei Kläranlage ergaben sich Kosten von ca. öS 45,--/d für 1000 EGW (3 g Fe/g P β = 1,66, 4 g P/EGW.d). Bei kleinen Kläranlagen und Verwendung von Sackware (ca. öS 1.250,--/t) erhöhen sich die Aufwendungen entsprechend. Bei Verwendung von $FeClSO_4$ (40 % Lösg., 12,3 % Fe) mit einem Preis von öS 1.800,--/t liegen die spezifischen Kosten bei ca. öS 175,--/d für 1000 EGW (3 g Fe/g P, 4 g P/EGW.d).

4. BIOLOGISCHE PHOSPHORENTFERNUNG

4.1 Allgemeines

Die Fähigkeit gewisser Mikroorganismen zu einer vermehrten Phosphoraufnahme, wobei im Inneren der Zelle Polyphosphate in Form von Volutin-Granula abgelagert werden, ist seit langem bekannt. Die gezielte Verwendung dieser biochemischen Reaktion zur vermehrten biologischen Phosphorentfernung aus Abwässern wurde in den letzten Jahren intensiv untersucht. Bei Bakterien, die aus Anlagen mit vermehrter biologischer Phosphoraufnahme isoliert wurden, konnte die Bildung und das Verschwinden von in der Zelle abgelagertem Polyphosphat nachgewiesen werden.

Die Bildung und das Verschwinden von Polyphosphat wird durch den Wechsel von aeroben und anaeroben Bedingungen, denen der Schlamm alternierend unterworfen wird, induziert. Unter aeroben Bedingungen entfernen die Mikroorganismen Phosphate aus der Lösung und lagern Volutin ein. Unter anaeroben Bedingungen geben diese Bakterien dann wieder Phosphat in die Lösung ab. In verschiedenen Untersuchungen wurden diese Bakterien als Acinetobacter sp. identifiziert. Es handelt sich dabei um obligat aerobe Organismen, die imstande sind, mit den fakultativen Bakterien, die sowohl aerob als auch anaerob leben können, in einer Belebungsanlage mit langen anaeroben Aufenthaltszeiten des belebten Schlammes zu konkurrieren.

Das gebildete Polyphosphat kann als Phosphatreserve bzw. als Energiequelle dienen. Die Anlage einer Phosphatreserve ermöglicht es den Zellen, den Stoffwechsel auch in Perioden mit zu geringer Phosphorzufuhr aufrecht zu erhalten. Im Abwasser tritt dies jedoch meist nicht auf, da Phosphor in den meisten Fällen im Überschuß vorhanden ist. Die Verwendung des Polyphosphates als Energiespeicher ist eher zutreffend. Es wird angenommen, daß Polyphosphat als Ersatz für Adenosin-Triphosphat (ATP) dient. Damit können obligat aerobe Mikroorganismen eine anaerobe Phase überstehen, indem sie die im Polyphosphat gespeicherte Energie zur Aufrechterhaltung ihres Stoffwechsels verwenden. Wenn weder gelöster Sauerstoff noch Nitrat vorhanden sind, können obligat aerobe Organismen kein ATP bilden und der Stoffwechsel ist daher blockiert. Bei Organismen, die Polyphosphat zu bilden in der Lage sind, kann dieses Polyphosphat die Funktion von ATP als Energiespeicher übernehmen. Durch diese "anaerobe Energieversorgung" erfolgt jedoch ein Abbau des gebildeten Polyphospats und damit eine Anreicherung von Phosphatphosphor in der Lösung. Werden die Organismen nach der anaeroben Phase wieder aeroben Bedingungen ausgesetzt, so können sie das abgebaute Polyphosphat erneut in die Zelle einlagern. Dieses Phosphat wird aus der

umgebenden Lösung in vermehrtem Ausmaß aufgenommen.

Die Rücklösung von Phosphat unter anaeroben Bedingungen wird durch die Anwesenheit von niederen organischen Fettsäuren (vor allem Essigsäure) begünstigt. Die beschriebenen Vorgänge sind schematisch in Abbildung 9 dargestellt.

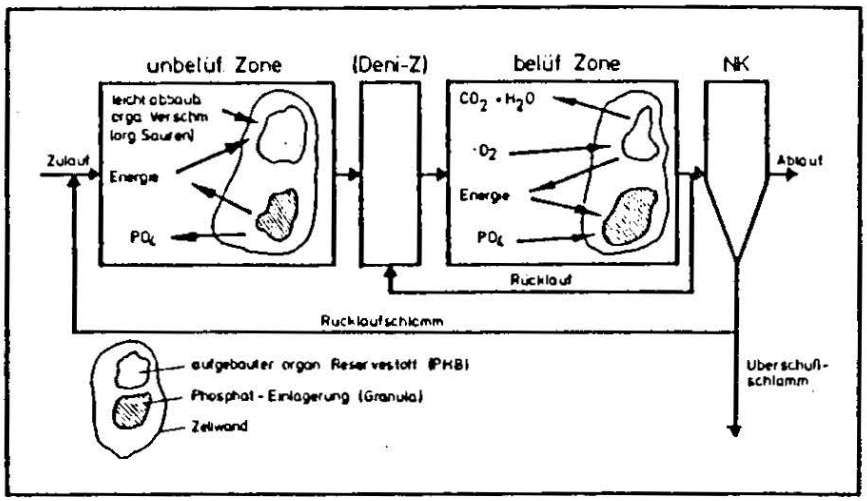


Abb. 9: Umsatz von Phosphor und organischen Stoffen durch Polyphosphat akkumulierende Bakterien (nach ARVIN, 1985)

4.2 Betriebsweisen zur biologischen Phosphorentfernung

Die nachfolgenden Ausführungen stimmen weitgehend mit einem Arbeitsbericht der ATV Arbeitsgruppe 2.6.6 "Biologische Phosphorentfernung" überein, dem der Verfasser angehört.

Eine geeignete Kombination von anaeroben, anoxischen und aeroben Bedingungen, denen der belebte Schlamm abwechselnd ausgesetzt ist, erlaubt eine Anreicherung von Bakterien, die zur biologischen P-Entfernung befähigt sind. Die verschiedenen Verfahren unterscheiden sich in Anordnung und Gestaltung der einzelnen Becken sowie in der unterschiedlichen Führung der einzelnen Schlammströme. Einzelne, z.T. patentrechtlich geschützte Verfahren, kommen sich dabei sehr nahe und unterscheiden sich z.B. nur durch Unterteilung der Becken in Form einer Beckenkaskade.

o Hauptstromverfahren:
Bei den Hauptstromverfahren findet die Phosphorentfernung in dem vom Hauptstrom des Abwassers durchflossenen Belebungsbecken durch biologische Anreicherung im belebten Schlamm und alleinigen Abzug mit dem Überschußschlamm statt.

- Bardenpho Verfahren (Barnard, Denitrifikation, Phosphorelimination)
- Phoredox Verfahren
- University of Cape Town (UCT)-Verfahren
- Modifiziertes UCT-Verfahren
- Johannesburg (JHB)-Verfahren
- A/O-Verfahren (Anaerobic-oxic)
- A^2/O-Verfahren (Anaerobic-anoxic-oxic)
- Extended Anaerobic Sludge Contact (EASC)-Verfahren
- Biodenipho-Verfahren
- Simultanverfahren
- Sequencing Batch Reactor (SBR)-Verfahren
- Weitere Verfahren im Betriebsmaßstab

o Nebenstromverfahren:
Beim Phostrip-Verfahren wird zusätzlich zur Entnahme mit dem Überschußschlamm aus einem Teilstrom des phosphorhaltigen Schlammes Phosphat unter anaeroben Bedingungen im P-Stripper in die flüssige Phase rückgelöst und mit Hilfe von Chemikalien ausgefällt.

o Alle Verfahren zur biologischen Phosphorentfernung sind hinsichtlich der gesicherten Einhaltung von P-Ablaufwerten gewissen Schwankungen unterworfen. Deshalb können niedrige Ablaufwerte nicht garantiert werden. Eine Kombination von biologischer P-Entfernung mit chemischer Fällung sollte vorgesehen werden, wobei die Chemikalienzugabe für die Fällung nur auf den von der biologischen Entfernung nicht erfaßten Rest an Phsophor abgestimmt werden muß. In der Regel ergibt sich durch diese Betriebsweise ein gegenüber der alleinigen chemischen Fällung deutlich verminderter Fällmittelbedarf.

Diese kombinierte Betriebsweise ist seit mehreren Jahren mit Erfolg auf der Kläranlage Eisenstadt im Einsatz (LUDWIG, et al., 1985).

4.2.1 Beschreibung der verschiedenen Verfahren

Bardenpho-Verfahren

Bei den Untersuchungen von BARNARD zur biologischen Stickstoffentfernung (Beckenfolge: Anoxisches Becken, in dem Rücklaufschlamm und nitrathaltiger Rücklauf aus dem Nitrifikationsbecken mit dem Abwasserzulauf gemischt werden; Nitrifikationsbecken; nachgeschaltetes anoxisches Becken und Nachbelüftungsbecken) wurde zeitweise auch eine weitgehende Verminderung der Phosphorverbindungen festgestellt. Die Phosphor-Entfernung konnte jedoch nur bei möglichst vollständiger Denitrifikation erreicht werden, wenn das Volumen des anoxischen Beckens größer als das für den Denitrifikationsvorgang benötigte war und damit zwangsläufig ein gewisser Anteil des Beckens anaerobe Bedingungen aufwies (4-stufiges Bardenpho-Verfahren).

Eine deutliche Verbesserung der Phosphor-Entfernung wurde durch die Vorschaltung eines anaeroben Beckens, in dem Zulauf und Rücklaufschlamm gemischt wurden und damit gesichert anaerobe Bedingungen eingehalten werden konnten, erzielt. Nach diesem Verfahren arbeiten zahlreiche Anlagen in Südafrika, USA und Canada.

Phoredox-Verfahren

Da im zweiten anoxischen Becken und dem Nachbelüftungsbecken beim Bardenpho-Verfahren nur unwesentliche Umsetzungen auftraten, wurden sie beim Phoredox-Verfahren nicht mehr eingesetzt.

Das Verfahren besteht demnach aus einer Kaskade von drei Becken (daher manchmal auch die Bezeichnung drei-stufiges Bardenpho-Verfahren). Im anaeroben Becken wird der Abwasserzulauf mit dem Rücklaufschlamm gemischt. Im nachfolgenden anoxischen Becken wird der Ablauf des ersten Beckens mit

dem Kreislauf aus dem Nitrifikationsbecken nach dem Prinzip der vorgeschalteten Denitrifikation in Kontakt gebracht. Das dritte Becken ist aerob. Hier erfolgen BSB_5-Abbau, Nitrifikation und aerober Einbau von Phosphat. Auch nach diesem Verfahren sind Anlagen in Südafrika und USA in Betrieb.

UCT-Verfahren

Beim Bardenpho- und Phoredox-Verfahren kann es durch Restnitratgehalte im Rücklaufschlamm zu einer Beeinträchtigung der Phosphatrücklösung im vorgeschalteten anaeroben Becken kommen. Um den Verbrauch von leicht verwertbarem Substrat aus dem Zulauf für die Denitrifikation einzuschränken und für die anaerobe Phosphor-Rücklösung zur Verfügung zu haben, wurde beim UCT-Verfahren folgende Leitungsführung gewählt: Rücklaufschlamm und Kreislauf aus dem aeroben Nitrifikationsbecken werden dem anoxischen Denitrifikationsbecken zugeleitet. Das vorgeschaltete Anaerobbecken wird mit Abwasserzulauf und mit einem nitratfreien Kreislauf aus dem anoxischen Becken beschickt. Dieses Verfahren wird derzeit nur im Versuchsmaßstab betrieben.

Modifiziertes UCT-Verfahren

Eine Aufteilung des anoxischen Beckens in zwei Teilbecken soll zu einer größeren Sicherheit gegen unerwünschten Nitrateintrag in das anaerobe Becken führen. Dem ersten der beiden anoxischen Becken wird nur der Rücklaufschlamm zugeleitet, der unter diesen Bedingungen seinen Nitratgehalt rascher abbaut. Aus diesem Becken erfolgt dann der Kreislauf von nitratfreiem belebten Schlamm in das vorgeschaltete Anaerobbecken. Dem zweiten anoxischen Becken wird nur der Kreislauf aus dem Nitrifikationsbecken zugeführt. Es handelt sich demnach um eine getrennte Denitrifikation von nitrathaltigem belebten Schlamm und Rücklaufschlamm.
Auch mit diesem Verfahren liegen erst Untersuchungen im Versuchsmaßstab vor.

Johannesburg (JHB)-Verfahren
Hierbei handelt es sich ebenfalls um eine Veränderung des Phoredox-Verfahrens durch ein zweites anoxisches Becken. Der Rücklaufschlamm wird vor der Einleitung in das Anaerobbecken durch ein anoxisches Becken geführt, in dem durch endogene Umsetzungen Nitrat verbraucht wird. Dem vorgeschalteten Anaerobbecken werden demnach der Abwasserzulauf und der nitratfreie Rücklaufschlamm zugeleitet.
Dieses Verfahren wird im großtechnischen Maßstab auf einer Kläranlage in Johannesburg angewendet.

A/O-Verfahren
Mit diesem Verfahren wird eine biologische Phosphor-Entfernung ohne Nitrifikation-Denitrifikation angestrebt. Einem als Beckenkaskade ausgeführten Anaerobbecken wird Abwasserzulauf und Rücklaufschlamm zugeleitet. Das nachgeschaltete aerobe Becken ist ebenfalls als mehrstufige Kaskade ausgeführt.
Mehrere Anlagen nach dieser Verfahrensweise sind in den USA in Betrieb.

A^2/O-Verfahren
Dieses Verfahren ist eine Erweiterung des A/O-Verfahrens mit Nitrifikation und Denitrifikation und entspricht in seiner Beckenanordnung und Leitungsführung dem Phoredox-Verfahren. Alle Becken sind jedoch durch entsprechende Unterteilungen als Kaskaden ausgeführt, um eine Pfropfenströmung zu gewährleisten.
Auch nach diesem Verfahren sind einige Anlagen in den USA in Betrieb.

Extended Anaerobic Sludge Contact (EASC)-Verfahren
Zur Intensivierung der anaeroben Umsetzung ist ein vorgeschaltetes Absetzbecken in den Prozeß miteinbezogen. Bei dem an der TU München entwickelten Verfahrenskonzept wird der Rücklaufschlamm zum Zulauf des Absetzbeckens gepumpt. Durch das Absetzen des Schlammes wird dessen Verweilzeit im Anaerobbecken gegenüber der des Wassers wesentlich ver-

längert. Der Ablauf des Absetzbeckens und der abgesetzte Schlamm werden dem anoxischen Becken zugeführt und dort mit dem Kreislauf aus dem Nitrifikationsbecken vermischt. Derzeit liegen für dieses Verfahren nur Ergebnisse von technischen Versuchen vor.

Biodenipho-Verfahren
Ähnlich wie beim Doppeloxidationsgraben werden zwei Umlaufbecken wechselweise mit Abwasser beschickt und belüftet. Dabei wird z.B. im BB I denitrifiziert (Abwasser und nitrathaltiger belebter Schlamm werden ohne Belüftung nur gemischt), während Belebungsbecken II belüftet wird (Nitrifikation). Wenn das Nitrat entfernt ist, wird die Abwasserzufuhr umgeschaltet, das Belebungsbecken II wird zur Denitrifikation benützt und zwar in der gleichen Weise wie vorher Becken I. Durch Vorschaltung eines Anaerobbeckens, in das Zulauf und Rücklaufschlamm eingeleitet werden, wird das System für die biologische Phosphor-Entfernung geeignet. Nach diesem Verfahren arbeiten mehrere Anlagen in Dänemark.

Simultanverfahren
Durch Vorschaltung eines Anaerobbeckens in das Zulauf und Rücklaufschlamm eingeleitet werden, werden die zur simultanen Denitrifikation verwendeten Anlagen für die biologische Phosphor-Entfernung geeignet. Bei sehr langen Fließzeiten in einem Umlaufbecken ist die Ausbildung der anaeroben, anoxischen und aeroben Zonen auch in einem Becken möglich. Ergebnisse mit dieser Betriebsweise liegen im Betriebsmaßstab aus Anlagen in Österreich und Israel vor.

SBR-Verfahren (Sequencing Batch Reactor)
Bei Anlagen mit intermittierender Beschickung kann ebenfalls eine biologische Phosphor-Entfernung erzielt werden. Die anaerobe, anoxische und aerobe Phase und die Sedimentation erfolgen dabei in einem Becken in zeitlicher Abfolge. Neben einer Betriebsanlage in den USA liegen vor allem Ergebnisse von Versuchsanlagen vor.

Weitere Verfahren im Betriebsmaßstab

Durch Änderung der Betriebsweise bestehender Anlagen, die ursprünglich nicht für die biologische Phosphor-Entfernung geplant waren, ist unter bestimmten Umständen ebenfalls eine biologische Phosphor-Entfernung erzielbar. Beispielsweise kann die Änderung der Beschickung eines Längsbeckens mit verteilter Abwasserzufuhr in eine "vor Kopf"-Beschickung und starke Verminderung der Belüftung im ersten Beckenabschnitt (nur mehr ausreichend für Durchmischung) zur Ausbildung einer anaeroben Zone führen, die eine biologische Phosphor-Entfernung ermöglicht. Betriebliche Erfahrungen mit diesem Ruhlebener Verfahren liegen aus einer Berliner Anlage vor. Bei einer anderen Berliner Kläranlage wurde ein vorhandenes Vorklärbecken durch Einbau einer Zwischenwand so umgebaut, daß eine Pfropfenströmung gewährleistet ist. Diesem anaeroben Becken werden Zulauf und Rücklaufschlamm zugeleitet. Das nachfolgende aerobe Becken ist als volldurchmischtes Umlaufbecken ausgebildet (Marienfelder Verfahren).

Nebenstromverfahren

Beim Phostrip-Verfahren kommt eine Kombination von biologischer Phosphor-Entfernung mit chemischer Fällung zur Anwendung. Ein Teilstrom des Rücklaufschlammes wird über ein anaerobes Becken mit Aufenthaltszeiten zwischen 10 und 24 Stunden geleitet, in dem der aufgenommene Phosphor rückgelöst und in einem getrennten Fällungsbecken durch Zugabe von Kalk ausgefällt wird. Zur Verbesserung des Wirkungsgrades wird im allgemeinen ein zusätzlicher Kreislauf zur Auswaschung des rückgelösten Phosphates benötigt. Der von der phosphorhaltigen Lösung abgetrennte belebte Schlamm wird dem Aerobbecken zur weiteren Phosphor-Aufnahme wieder zugeführt. Wird der Rücklaufschlamm über ein anoxisches Becken geführt, ist in nitrifizierenden Anlagen auch eine Stickstoff-Entfernung möglich.

Nach diesem Verfahren arbeiten zahlreiche Anlagen ohne

Hauptstromverfahren

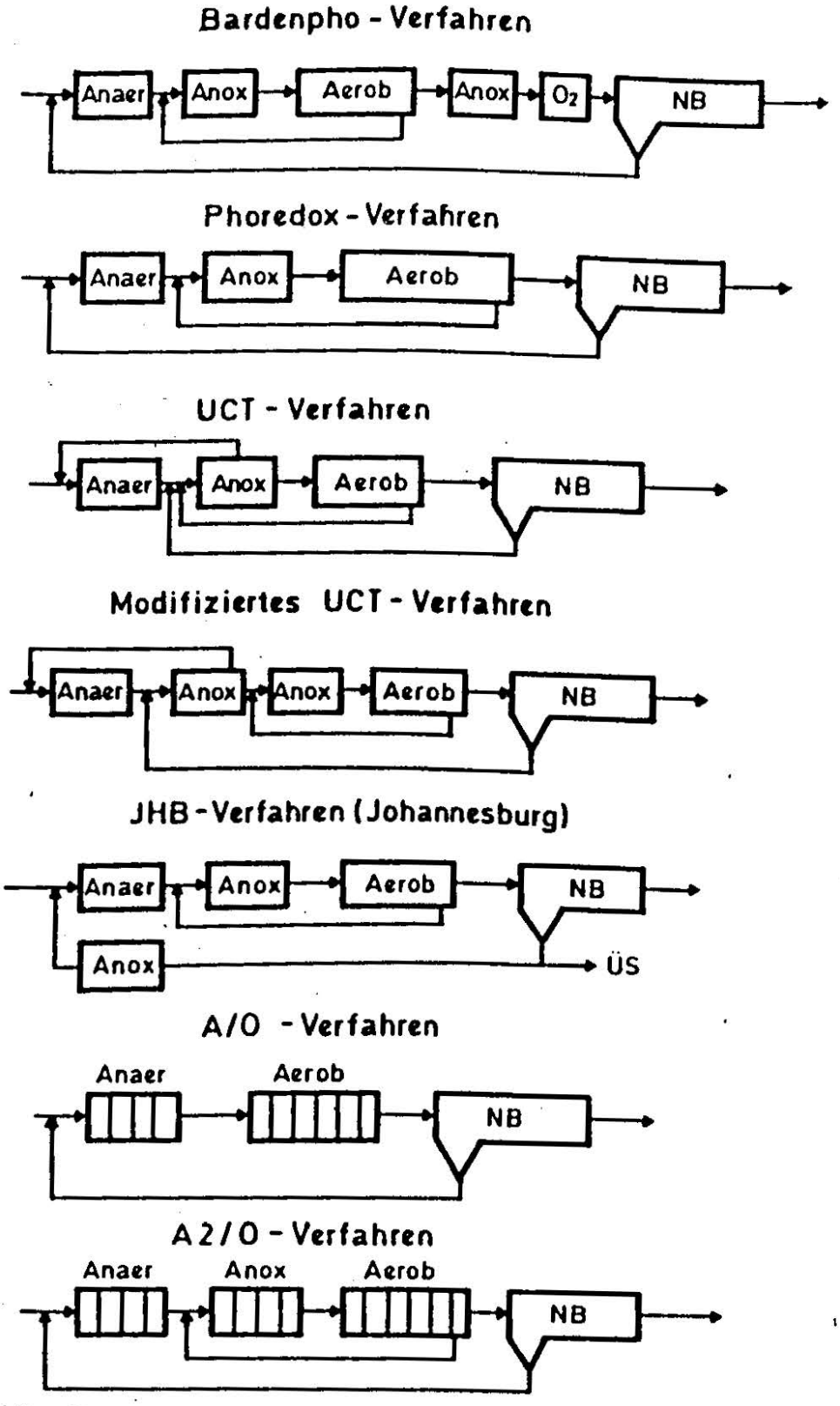
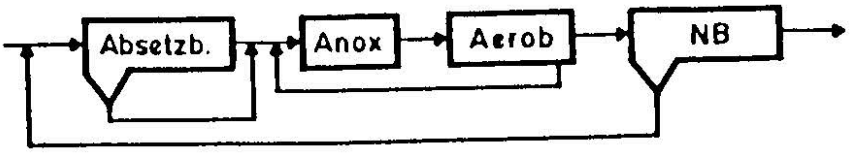
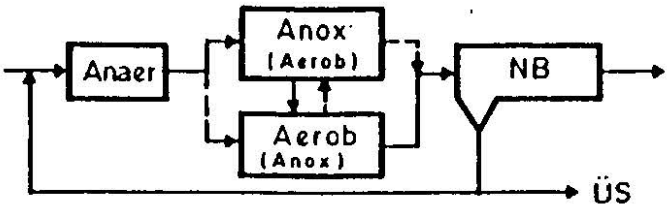


Abb. 10: Hauptstromverfahren zur biologischen Phosphorentfernung

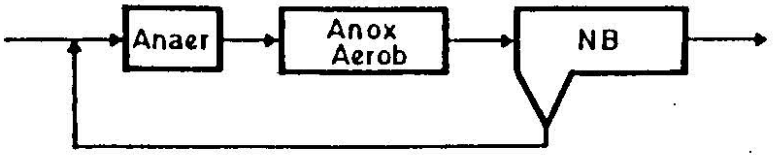
Extended Anaerobic Sludge Contact (EASC)-Verf.



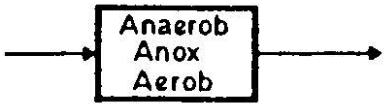
Biodenipho-Verfahren



Simultanverfahren



Sequencing-Batch-Reactor (SBR)-Verfahren



Nebenstromverfahren

Phostrip-Verfahren

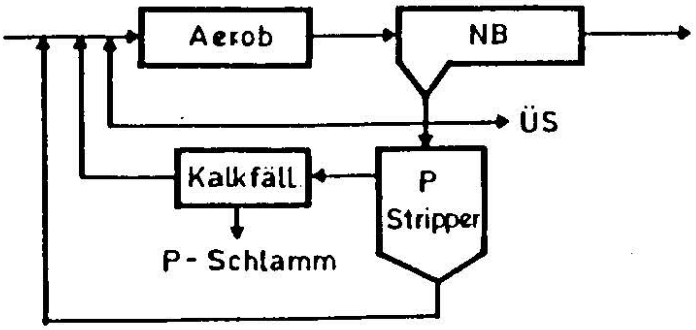


Abb. 11: Nebenstromverfahren zur biologischen Phosphorentfernung

Nitrifikation in den USA. Ebenfalls liegen Ergebnisse von Versuchen im technischen Maßstab aus der Bundesrepublik Deutschland vor.

4.3 Bemessung

Mit den nachfolgend angeführten Bemessungsangaben und den erforderlichen Randbedingungen lassen sich bei Betriebsanlagen je g zugeführtem BSB_5 0,03 bis 0,05 g Phosphor mit dem Überschußschlamm entnehmen. Nur bei solchen P/BSB_5-Verhältnissen können somit niedrige P-Werte im Ablauf erreicht werden.

o Eine abgesicherte Bemessung ist heute noch nicht möglich. Vor einer Bemessung sind umfangreiche Messungen durchzuführen und Festlegungen zu treffen. Unerläßlich sind gesicherte Kenntnisse über die BSB_5-, P- und N-Fracht im 24-h-Mittel. Mindestens genauso wichtig sind Angaben über die Rückbelastung durch die Schlammbehandlung und die Belastung durch Fäkalschlämme. Vorversuche sind empfehlenswert.

Die Ermittlung des Volumens der Nitrifikations- und Denitrifikationszone und der Nachklärung erfolgt nach dem ATV-Arbeitsblatt (A 131 neu). Abweichend hiervon ist jedoch eine gezielte Denitrifikation auch bei Temperaturen $\leq$ 12° C notwendig. Als Bemessungsgröße für die anaerobe Zone wird die Aufenthaltszeit bei Trockenwetterabfluß (Q_t) für zweckmäßig erachtet.

Je weniger Stickstoff das Abwasser im Verhältnis zum CSB bzw. BSB_5 enthält und je leichter es sich versäuern läßt, umso kleiner kann die anaerobe Zone werden.

Als günstige Randbedingungen sind zu nennen:
- P/BSB_5-Werte zwischen 0,01 und 0,03
- Hoher Gehalt an organischen Säuren
- Trennverfahren mit wenig Fremdwasser
- Mischverfahren mit Regenüberlaufbecken mit einem Volumen $\leq$ 15 m^3/ha und mit wenig Fremdwasser

- keine oder kleine Vorklärung
- Industrieabwasser mit hohem Anteil leicht abbaubarer Verbindungen
- maschinelle Eindickung des Primär- und Überschußschlammes
- geringe Rückbelastung aus der Schlammbehandlung
- N/BSB_5-Verhältnis im Zulauf zur Belebungsanlage $\leq$ 0,25
- minimales zulässiges Schlammalter für Nitrifikation

Sind diese günstigen Bedingungen nicht gegeben, sind folgende gezielte Maßnahmen zur Verbesserung der Randbedingungen empfehlenswert:

- Versäuerung des Primärschlammes, vor allem bei wenig organischen Säuren im Zulauf zur AN-Zone
- Kaskadenbauweise oder Pfropfenströmung in der gesamten Belebungsanlage
- wenig gelöster Sauerstoff in allen Volumenströmen zur AN- und DN-Zone durch zweckmäßige Wahl der Pumpen, Vermeidung von Abstürzen u.ä.
- wenig Nitrat im Rücklaufschlamm durch eine gezielte hohe Denitrifikation
- Bekämpfung von Blähschlamm, um trotz geringem Rücklauf ($\leq$ 100 %) keine Schlammstapelung im Nachklärbecken zu bekommen.

Bei sehr günstigen Randbedingungen oder vielen durchführbaren Maßnahmen zur Verbesserung der Randbedingungen, sollte die AN-Zone ca. 25 % des Volumens der aeroben und anoxischen Zone aufweisen. Bei wenig günstigen Randbedingungen sollte die AN-Zone ca. 35 % des Volumens der aeroben und anoxischen Zone aufweisen.

Bei überwiegend ungünstigen Randbedingungen sollte von gezielten Maßnahmen zur biologischen Phosphor-Entfernung abgesehen werden.

4.4 Mögliche zusätzliche Maßnahmen

4.4.1 Versäuerung des Abwassers

Die Leistungsfähigkeit der biologischen Phosphatentfernung wird häufig durch zu niedrige Konzentrationen an organischen Säuren im Abwasser limitiert. Es ist dann vorteilhaft, Rohabwasser oder Primärschlamm vorzuversäuern, d.h. bereits vor dem Kontakt mit Rücklaufschlamm einer erhöhten Aufenthaltszeit unter anaeroben Bedingungen zu unterziehen. Bei der Versäuerung des Abwassers sind Geruchsbelästigungen nicht auszuschließen.

4.4.2 Zusätzliche Dosierung von Fällmitteln

Mit der biologischen P-Entferung kann in der Regel ein Überwachungswert für P nicht garantiert werden. Aus diesem Grund sollte zur Sicherheit die Möglichkeit einer zusätzlichen Fällmitteldosierung vorgesehen werden. Um diese regeln zu können ist am Ende des Belebungsbeckens eine kontinuierliche photometrische Messung des Ortho-Phosphat-Gehaltes durchzuführen (BOLL, PETER, SARFERT, 1987). Der für jedes photometrische Meßgerät unerläßliche schwebstofffreie Probenstrom wird mit einem Ultrafilter gewonnen. Sobald die Phosphatkonzentration einen vorgegebenen Grenzwert übersteigt, wird über einen Grenzwertregler solange Fällmittel oberhalb der Meßstelle dosiert, bis der Grenzwert wieder eingehalten wird. Die optimale Dosierstelle muß durch Versuche ermittelt werden.

4.4.3 Vermeidung von P-Rückbelastungen

In Prozeßschritten üblicher Schlammbehandlungsverfahren ist mit einer Phosphatrücklösung in folgenden Behandlungseinheiten zu rechnen:

- Vorklärbecken mit gemeinsamer Eindickung von Primär- und Überschußschlamm
- Schlammspeicherbehälter, Voreindicker, Nacheindicker
- Schlammfaulung

Über folgende Volumenströme kann deshalb eine Phosphat-Rückbelastung erfolgen:

- Trübwasser aus statischen Voreindickern und Nacheindicker
- Faulwasser
- Zentrat oder Filtrat aus der maschinellen Entwässerung

Diese Volumenströme müssen einer Fällungsbehandlung unterzogen werden. Unter günstigen Bedingungen bei geringer Rückbelastung kann, insbesondere bei Anlagen ohne Schlammfaulung, auf eine Behandlung dieser Volumenströme verzichtet werden.

o Folgende Maßnahmen sind geeignet, um die P-Rückbelastung bzw. die zu behandelnde Trübwassermenge zu reduzieren:

- Eindickung des Überschußschlammes getrennt vom Primärschlamm. Bei günstigen Absetzeigenschaften (SVI $\leq$ 80 ml/g) und Entnahme des Überschußschlammes aus dem Belebungsbecken ist der Eindickerüberstand gering phosphatbelastet.
- Maschinelle Eindickung des frischen Überschußschlammes
- Konditionierung des Schlammes mit Kalk vor der maschinellen Entwässerung.

Eine Fällmittelbehandlung von Trübwasser kann durch alle gängigen Fällmittel erfolgen. Die Konzentration von Phosphat in Trübwässern ist in der Regel sehr hoch. Der zu behandelnde Volumenstrom allerdings gering. Bei Schlammfaulung kann z.B. die zu bindende Phosphorrückbelastung 30 % der Gesamtphosphorfracht betragen. Im Vergleich mit der konventionellen Fällung führt dies ohne biologische Phosphorentfernung zu einer Fällmitteleinsparung von mindestens 70 %.

Bei der Schlammhygienisierung mittels Kalk ist die Möglichkeit gegeben, den Kalk vor dem Voreindicker bzw. der Faulung zuzugeben und damit rückgelöstes Phosphat zu binden (BOLANZ, 1988).

Werden zur Verhinderung von H_2S-Bildung dem Schlamm vor der Faulung Eisensalze zugegeben, so werden dadurch auch die rückgelösten Phosphate gebunden.

4.5 Betriebserfahrungen mit Anlagen zur biologischen P-Elimination

Untersuchungen an 2 Kläranlagen mit Nitrifikation/Denitrifikation und Simultanfällung im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees zeigten, daß bei Anordnung anoxischer und anaerober Becken biologische Phosphorelimination erreicht werden kann. Wesentlich ist, daß eine vollständige Nitratentfernung erreicht wird. Durch eine Kombination von biologischer Phosphorelimination und chemischer Fällung können trotz niedriger Dosierung geringe P-Werte eingehalten werden. So kann auch eine geringe biologische Phosphorelimination als Folge niedriger Abwassertemperaturen im Winter durch die temperaturunabhängige chemische Fällung ausgeglichen werden.

Auf der KA Eisenstadt-Eisbachtal wurde im ersten der beiden Belebungsbecken ein Güllemischer an Stelle der Belüfter eingesetzt und die Zugabe von Eisensulfat unterbrochen. Nach kurzer Zeit stellten sich durch biologische P-Elimination Ablaufwerte unter 1 mg P/l ein, die erst durch Absinken der Temperatur erhöht wurden. Durch die Zugabe von Eisensulfat in stark verminderter Menge konnten die geforderten Ablaufwerte eingehalten werden (Abb. 12).

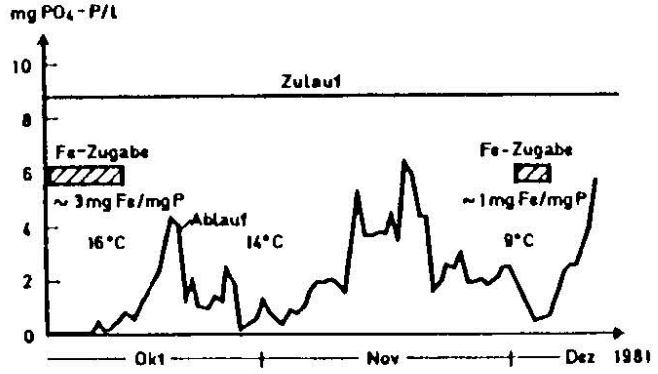


Abb. 12: Versuche mit biolog. P-Elimination KA Eisenstadt-Eisbachtal

Die Anlage wird seit mehreren Jahren in der beschriebenen Weise betrieben und erreicht die vorgeschriebenen Ablaufwerte mit deutlich vermindertem Aufwand an Fällungschemikalien.

Eisenstadt - Ablauf mit $FeSO_4$-Dosierung

Jahr	COD	NH_4-N	NO_3-N	PO_4-P	Fe/GP(Z)
1982	17	3,6	5,9	1,0	0,63
1983	16	1,4	6,0	0,6	1,19
1984	20	2,4	6,6	0,6	1,08
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	g Fe/g P
ohne Anaerob-Stufe					3 g Fe/g P

Auch bei hochbelasteten, nicht nitrifizierenden Anlagen ist eine biologische Phosphorelimination möglich, wie Untersuchungen auf der Hauptkläranlage Wien gezeigt haben. Etwa 50 % der Phosphorfracht wurden biologisch entfernt, wenn am Beginn eines längsdurchströmten Beckens anaerobe Bedingungen eingehalten wurden (Abb. 13, 14).

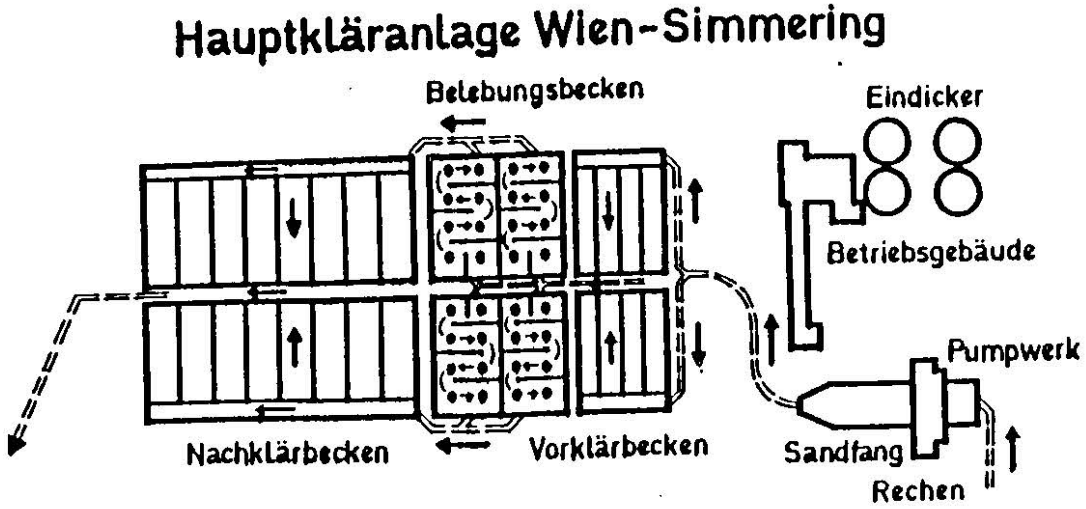


Abb. 13: HKA Wien

Zur Verbesserung der Absetzeigenschaften des Schlammes wird die Anlge mit einer niedrigen Eisensulfat-Dosierung betrieben.

Eine Bilanz über die gesamte P-Entfernung ist in Abb. 15 dargestellt.

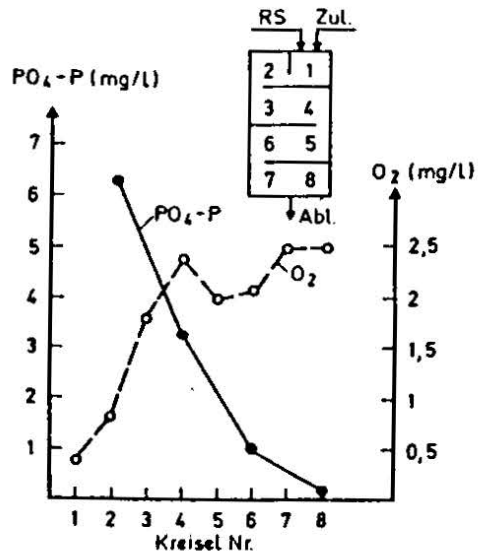


Abb. 14: P-Aufnahme in Belebungsbecken

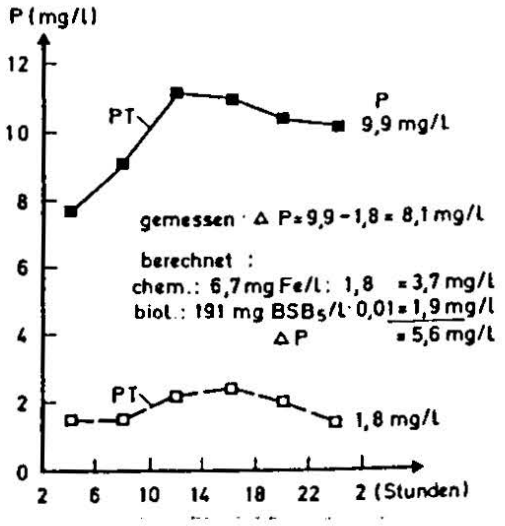


Abb. 15: Bilanz über die P-Entfernung, HKA Wien

Umfangreiche Untersuchungen liegen auch von der Berliner Kläranlage Ruhleben und Marienfeld vor, auf denen seit mehreren Jahren ebenfalls nach dem Simultanverfahren biologische Phosphorentfernung betrieben wird.

Seit Mitte 1986 wird im Klärwerk Berlin-Ruhleben ein Forschungsvorhaben im Betriebsmaßstab (40.000 m³/d) vor allem zur biologischen Phosphatelimination durchgeführt. Neben der Elimination von Phosphat beinhaltet dieses Vorhaben eine Nitrifikation und Denitrifikation für eine Stickstoffelimination (Abb. 16).

Erste Ergebnisse zeigen, daß mit der biologischen Phosphatelimination allein der o.g. Phosphatablaufwert voraussichtlich nicht gewährleistet werden kann. Dazu ist noch zusätzlich eine Simultanfällung erforderlich. Von dieser kombinierten Anwendung der biologisch/chemischen Phosphatelimination wird jedoch erwartet, daß damit die Nachteile (erhöhte Schlammenge, zusätzliche Belastung der Vorfluter mit Anionen, erhebliche zusätzliche Kosten), die bei der Simultanfällung entstehen, deutlich verringert werden können.

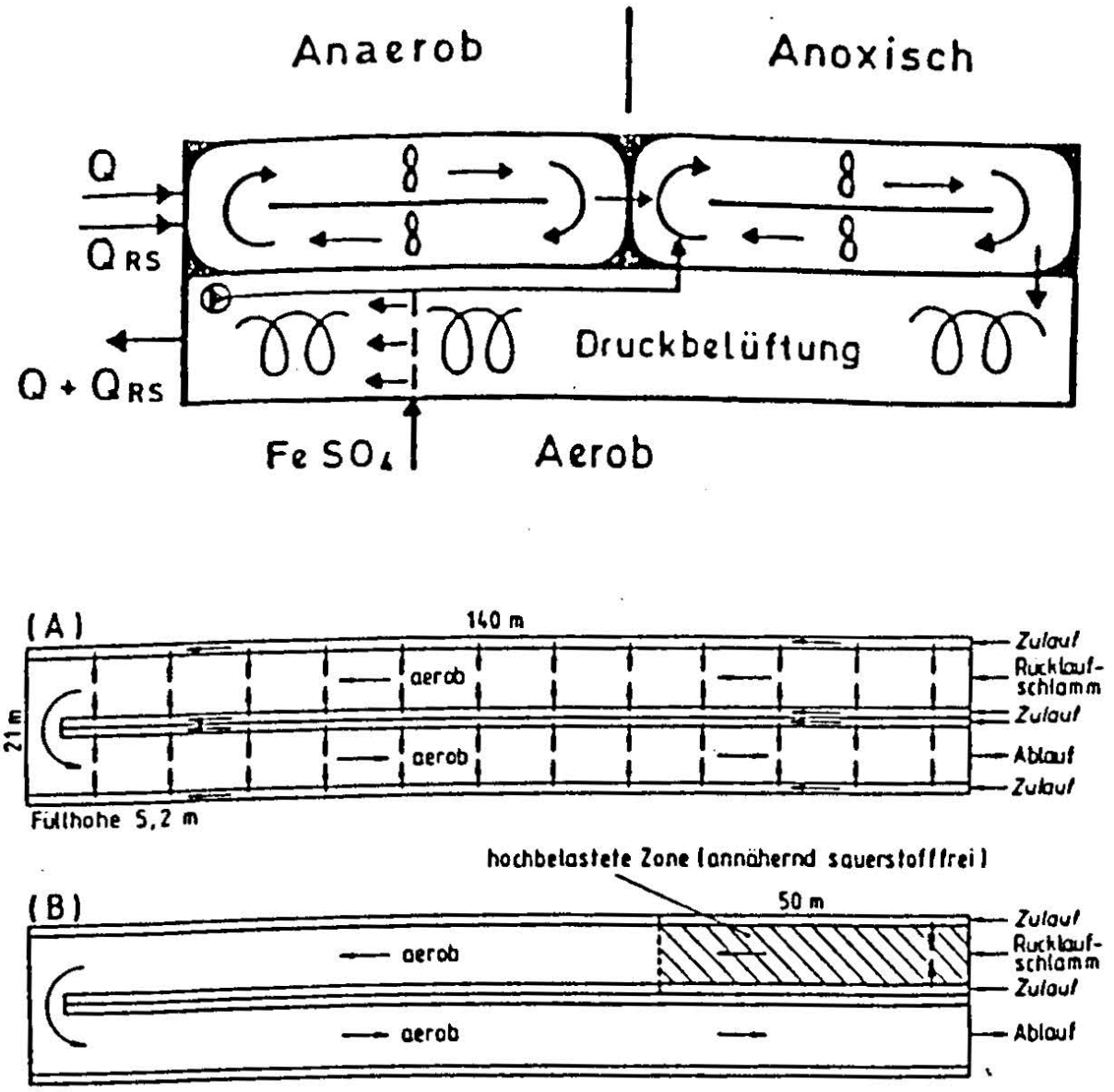


Abb. 16: Versuchsanlage und technische Anlage in Berlin-Ruhleben

Die derzeit größte mit biologischer Phosphorentfernung betriebene Anlage dürfte die neue Kläranlage für Tel Aviv sein, auf der seit der Inbetriebnahme vor etwa einem Jahr eine weitgehende Stickstoff- und Phosphorentfernung auf biologischem Wege nach dem Simultanverfahren erfolgt (Abb. 17, GRUBER, 1987).

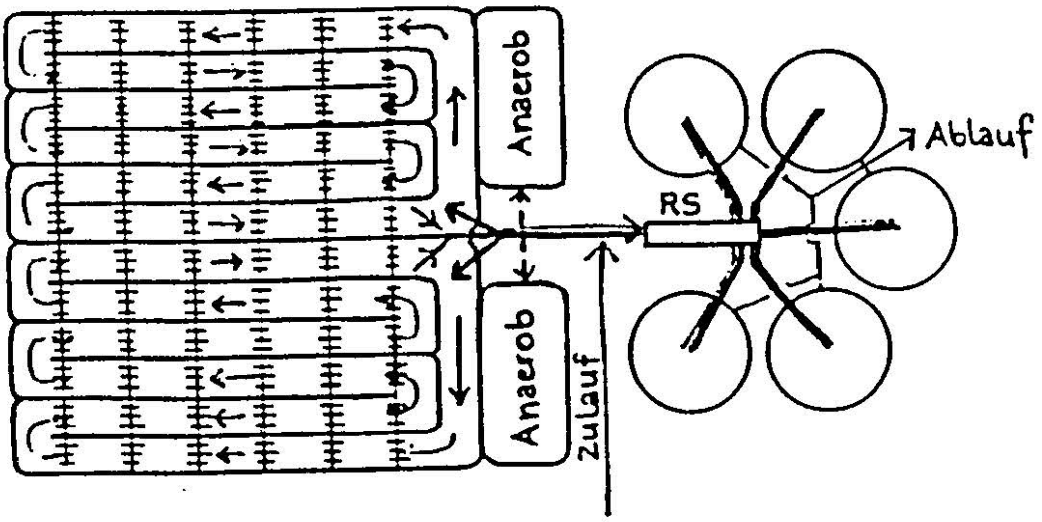


Abb. 17: KA Tel Aviv

5. LITERATUR

ATV Arbeitsgruppe 2.6.6, Arbeitsbericht Biologische Phosphorentfernung
KA im Druck (1989)

ATV Fachausschuß 2.8 Arbeitsbericht Phosphorelimination
KA 30, 191-199 (1983)

ARVIN, E.: Phosphatfällung durch biologische Phosphorentfernung
GWF 126, 250-256 (1985)

BISCHOFSBERGER, W., RUF, M., HEGEMANN, W., HRSCHKA, H.:
Anwendung von Fällungsverfahren zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit biologischer Anlagen
Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, München (1980), H. 2

BOLANZ, H.: Klärschlammuntersuchung durch Rohschlammaufkalkung und nachfolgender Faulung
GWF-Wasser/Abwasser 129, 10 (1988)

BOLL, R., KAYSER, R., PETER, A. and SARFERT, F.: "Biological Phosphorous and Nitrogen Removal at the Ruhleben Treatment Works in West-Berlin".
IAWPRC Workshop Budapest, September 1987

BOLLER, M.: Großtechnische Erfahrungen mit der Flockungsfiltration von Abwasser
Münchner Beiträge, Band 38, 321-341 Oldenbourg München (1984)

BOLLER, M.: Flockungsfiltration
ATV Fortbildungskurs Fulda, Nov. 1988

v.d. EMDE, SPATZIERER, G.: Das Klärwerk Zellerbecken
Österr. Wasserwirtschaft, 30, 85-94 (1978)

GRUBER, Y., FARCHILL, D., ARGUESTE, G., GOLDSTEIN, M.: Start up and running in of the Tel Aviv wastewater treatment plant.
IAWPRC-Workshop, Budapest, Sept. 1987

LUDWIG, Ch., SPATZIERER, G., MATSCHÉ, N.: Praktische Anwendung der biologischen P-Entfernung im Kombination mit der Simultanfällung.
GWF 126, 257-263 (1985)

MATSCHÉ, N.: Phosphorentferung aus Abwasser durch die vermehrte biologische Phosphoraufnahme des belebten Schlammes.
Wasserwirtschaft 71, 170-174 (1981)

MATSCHÉ, N.: Möglichkeiten zur Bekämpfung von Blähschlamm
Stuttgarter Berichte, Band 70, Oldenbourg München (1982)

MORGAN, W.E., FRUH, E.G.: An investigation of phosphorus removal mechanism in activated sludge systems.
Report US-EPA R 2-72-031, Nov. 1972

SCHÜSSLER, H., SEYFRIED, C.F.: Bericht über das Forschungsvorhaben "Bau- und Betriebskosten von III. Reinigungsstufen zur Phosphatelimination bei biologischen Kläranlagen".
Hannover (1980)

SPATZIERER, G.: Phosphorentfernung mit dem Belebungsverfahren.
ÖWWV Fortbildungskurs Biolog. Abwasserr. 1979

STALZER, W., SPATZIERER, G., WENINGER, U.: Nährstoffeintrag in den Neusiedler See über die oberirdischen Zuflüsse.
Forschungsberichte Burgenland, Eisenstadt 1986

STUMM, W., MORGAN, J.J.: Aquatic Chemistry
Wiley-Interscience, New York (1970)

WUHRMANN, K.: Stickstoff und Phosphorelimination, Ergebnisse von Versuchen im techn. Maßstab
Schweiz.Z.f.Hydrologie 26, 520-558 (1964)

Verfasser:
Univ.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn.
Norbert Matsché
Institut für Wassergüte und
Landschaftswasserbau, TU Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien
Tel. 0222/58801-3140 DW

BETRIEBSWEISEN VON BELEBUNGSANLAGEN

W. v. d. Emde

1. VERSCHIEDENE BETRIEBSWEISEN

1.1 Allgemeines

In der langen Geschichte der biologischen Abwasserreinigung sind verschiedene Verfahren und Betriebsweisen entwickelt worden. Grundsätzlich kann unterschieden werden zwischen:
- Einstufigen Anlagen zur biologischen Abwasserreinigung
- Zweistufigen Anlagen zur biologischen Abwasserreinigung

Für Anschlußwerte von über 1000 Einwohnern werden in Österreich an einstufigen Anlagen eingesetzt:
- Belebungsanlagen
- Tropfkörperanlagen
- Tauchkörperanlagen

Die verschiedenen Baukörper der biologischen Abwasserreinigung können nun in zweistufigen Anlagen wie folgt kombiniert werden:
- I. Belebungsbecken II. Belebungsbecken
- I. Belebungsbecken II. Tropfkörper
- I. Tropfkörper II. Belebungsbecken

Bei der Planung von Neuanlagen bzw. dem Ausbau vorhandener Anlagen ist das Ziel die weitgehende Entfernung von:
- Kohlenstoffverbindungen
- Stickstoffverbindungen
- Phosphorverbindungen

Dabei wird angestrebt:

- Hohe Betriebssicherheit
- Gleichmäßige Ablaufbeschaffenheit
- Einfacher Betrieb
- Geringe Bau- und Betriebskosten

Mit einer einstufigen Belebungsanlage ist die Zielvorstellung der weitgehenden Abwasserreinigung unter den angestrebten Bedingungen erreichbar. Hierfür stehen verschiedene Betriebsweisen zur Verfügung über die eingehende Untersuchungen vorliegen. Eine Reihe von Anlagen sind bereits in Österreich in Betrieb.

Mit einstufigen Tropfkörperanlagen ist das Reinigungsziel, weitgehende Entfernung der Sticktoffverbindungen, nicht erreichbar. Es findet zwar eine gewisse Teildenitrifikation bei Rückpumpen von nitrathaltigem Ablauf im oberen Teil des Tropfkörpers statt, sie kann jedoch nicht gezielt eingesetzt werden. Auch besteht immer eine gewisse Kurzschlußgefahr, sodaß im Ablauf ein höherer Ammoniumgehalt auftreten kann. Ebenfalls sind eine Simultanfällung und eine biologische Phosphorentfernung nicht möglich. Eine Phosphorentfernung ist daher nur durch Nachfällung erreichbar.

Ähnliches gilt für Tauchkörperanlagen. Hier ist zwar eine Denitrifikation durch vorgeschaltete, völlig eingetauchte Scheiben denkbar, aber ob die Ergebnisse in gleicher Größenordnung liegen werden wie bei Belebungsanlagen, ist fraglich. Auch in bezug auf Phosphorentfernung sind Tauchkörperanlagen ähnlich wie Tropfkörperanlagen einstufigen Belebungsanlagen eindeutig unterlegen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß in bezug auf einstufige biologische Anlagen zum Erreichen des Zieles weitgehende Entfernung von Kohlenstoff-Stickstoff-Phosphor-Verbindungen im allgemeinen zukünftig nur Belebungsanlagen eingesetzt werden. Die Ausbildung dieser einstufigen Bele-

bungsanlagen ist abhängig von der gewählten Betriebsweise.

Viele Anlagen die vor über 10 Jahren gebaut wurden, müssen in absehbarer Zeit erweitert werden, um die höheren Anforderungen an das gereinigte Abwasser zu erfüllen. Zum Teil sind die Anlagen inzwischen durch zusätzliche Anschlüsse überlastet. Es erscheint daher oft naheliegend, die vorhandene Anlage durch eine zusätzliche Stufe zu ergänzen, um die erhöhten Anforderungen erfüllen zu können. Von den drei aufgeführten Möglichkeiten der zweistufigen biologischen Reinigung gilt für die Variante I Tropfkörper - II Belebungsbecken die gleiche Einschränkung in bezug auf Denitrifikation wie für den einstufigen Tropfkörper. Eine gezielte Denitrifikation ist mit dieser Variante nicht erreichbar. Ebenfalls entfällt die Möglichkeit einer biologischen oder biologisch-chemischen Phosphorentfernung. Es wird daher auch diese Variante im folgenden nicht weiter untersucht. Zukünftig wird daher bei Neubauten bzw. beim Ausbau vorhandener Anlagen zwischen folgenden Betriebsweisen zu entscheiden sein:

- Einstufige Belebungsanlage
- Zweistufige Belebungsanlage
- I. Stufe Belebungsbecken - II. Stufe Tropfkörper

Im folgenden sollen diese drei Betriebsweisen des Belebungsverfahrens für die Reinigung von Kommunalabwasser diskutiert werden.

1.2 Einstufige Belebungsanlagen

Gundsätzlich kann unterschieden werden zwischen:

- Einstufige Belebungsanlagen ohne Vorklärung
- Einstufige Belebungsanlagen mit Vorklärung

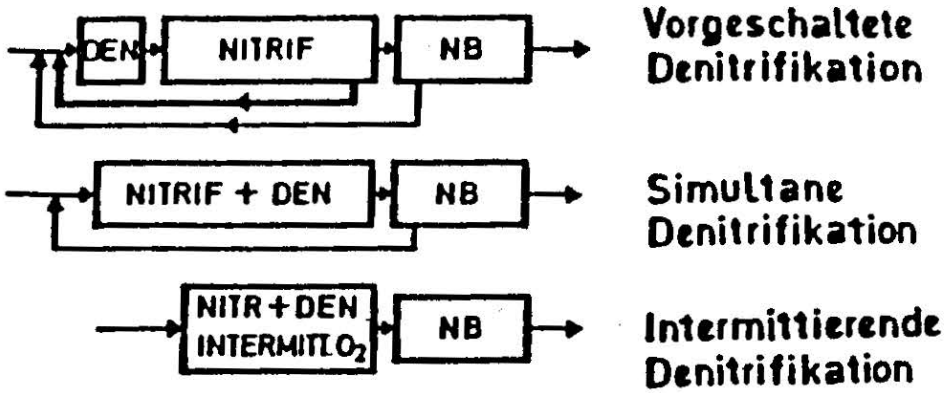
Einstufige Belebungsanlagen ohne Vorklärung werden vorwiegend bei kleinen und mittleren Anlagen (bis etwa 50.000 EGW) eingesetzt, wenn neben der Nitrifikation gleichzeitig der anfal-

lende Schlamm aerob stabilisiert werden soll. Sie haben sich im praktischen Betrieb bei vielen Anlagen in Österreich seit über 20 Jahren bewährt. Um eine Stabilisierung des Schlammes zu erreichen, werden die Anlagen mit einem hohen Schlammalter betrieben und eignen sich daher gut für die Mitbehandlung von Industrieabwasser.

Einstufige Belebungsanlagen mit Vorklärung werden verwendet, um an Nutzinhalt für die Belebungsbecken und an Energie für die Belüftung zu sparen. Beim Ausfaulen des anfallenden Schlammes entsteht Faulgas, das zur Eigenstromerzeugung ausgenützt werden kann. Eine große Zahl mittlerer und größerer Anlagen dieser Art sind seit vielen Jahren in Österreich erfolgreich in Betrieb. In einigen Anlagen, z.B. in Wien, wird auf Faulbehälter verzichtet und der anfallende Schlamm entwässert und deponiert bzw. nach der Entwässerung zunächst verbrannt.

Die Forderung nach der Entfernung der Stickstoffverbindungen hat zu folgenden Betriebsweisen geführt, die bei Anlagen mit bzw. ohne Vorklärung eingesetzt werden:

- Vorgeschaltete Denitrifikation
- Simultane Denitrifikation
- Intermittierende Denitrifikation



Mit allen drei Betriebsweisen kann erreicht werden:

- Weitgehende Entfernung der Stickstoffverbindungen

- Vermeiden von Schwimmschlamm durch Denitrifikation in der Nachklärung
- Vermeiden von Störungen der Nitrifikation durch Erniedrigen des pH-Wertes
- Vermindern des Energieaufwandes durch Rückgewinnen von Nitratsauerstoff

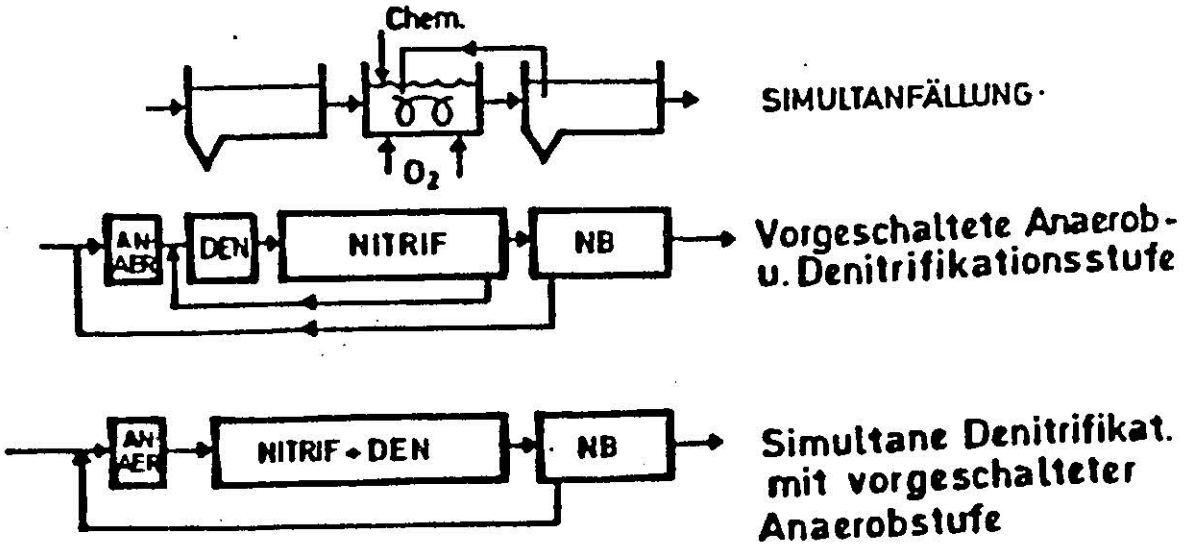
Bei der vorgeschalteten Denitrifikation sind Denitrifikationszone und Nitrifikationszone eindeutig voneinander getrennt. Um Stickstoff zu entfernen ist nitrathaltiger belebter Schlamm in die vorgeschaltete Denitrifikationszone, die nicht belüftet wird, zurückzuführen. Diese Form der Denitrifikation bietet sich an für Belebungsanlagen, wo die aerobe Zone mit Druckluft bzw. durch Kreisel belüftet wird.

Beim Belebungsverfahren mit simultaner Denitrifikation besteht keine ausgeprägte Trennung zwischen Nitrifikations- und Denitrifikationszone. Die simultane Denitrifikation tritt immer dann auf, wenn eine Anlage nitrifiziert und es im Belebungsbecken sauerstoffreie (anoxische) Zonen gibt. Dies betrifft vor allem Umlaufbecken mit Stabwalzenbelüftung. In Fließrichtung hinter den Stabwalzen befindet sich die Nitrifikationszone. Nach Aufzehren des gelösten Sauerstoffs durch den belebten Schlamm stellen sich hier anoxische Bedingungen für die Denitrifikation ein.

Auch beim Belebungsverfahren mit intermittierender Denitrifikation wird Nitrifikation und Denitrifikation im gleichen Becken durchgeführt. Der Wechsel zwischen aeroben und anoxischen Bedingungen wird jedoch durch intermittierende Belüftung erreicht. Klare Verhältnisse liegen vor, wenn während der Denitrifikation die Belüftung ganz abgeschaltet wird. Es wird jetzt jedoch eine zusätzliche Mischeinrichtung (z. B. Unterwasserrührwerk) erforderlich. Auch muß das Belüftungssystem ein völliges Abschalten ermöglichen (verstopfungsfreie Belüfter).

Zur Phosphorentfernung kommen ebenfalls, unabhängig von der Art der Vorklärung, hauptsächlich folgende Betriebsweisen in Betracht:

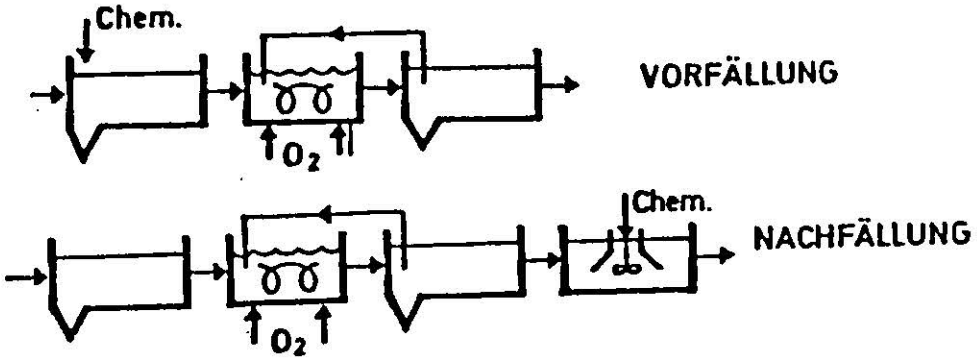
- Simultanfällung
- Biologische Phosphorentfernung
- Kombinierte biologisch-chemische Phosphorentfernung



Für die Simultanfällung sind keine zusätzlichen Becken erforderlich. Der Preis für das billigste Fällmittel Eisensulfat liegt zur Zeit noch relativ niedrig. Ohne Fällmittel arbeiten Anlagen mit biologischer Phosphorentfernung. Hier ist ein zusätzliches anaerobes Mischbecken dem eigentlichen Belebungsbecken vorzuschalten. Voraussetzung ist jedoch eine weitgehende Denitrifikation des Abwassers und vor allem nitratarmer Rücklaufschamm der dem vorgeschalteten Anaerobbecken zugeführt wird. Es wird aber meist nicht möglich sein, den angestrebten Endwert für Phosphor mit ausschließlich biologischer Phosphorentfernung zu erreichen. Hier bietet sich eine Kombination von biologischer Phosphorentfernung und Simultanfällung an.

Es muß vermieden werden, durch Maßnahmen zur Phosphorentfernung die Stickstoffentfernung zu vermindern. Würde anstatt der Simultanfällung eine Vorfällung eingesetzt, so könnte

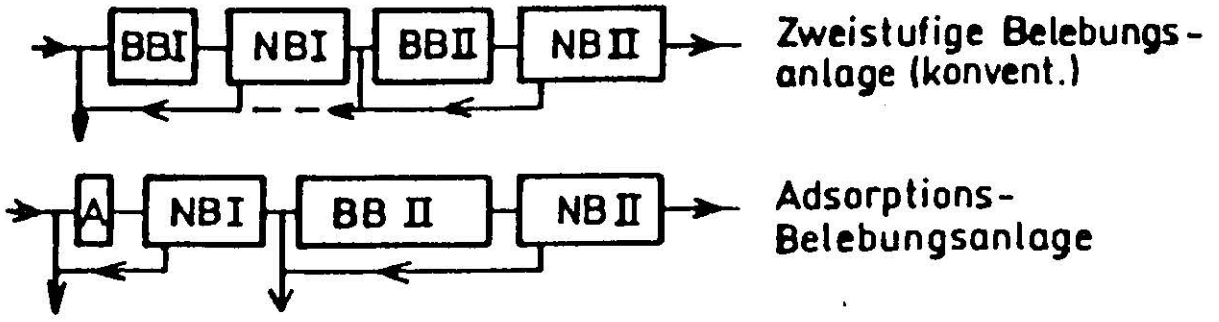
zwar an Belebungsbecken gespart, aber infolge des verminderten Sauerstoffverbrauchs nur eine geringere Stickstoffentfernung erzielt werden. Eine nachgeschaltete Fällung würde ebenfalls Nutzinhalt an Belebungsbecken einsparen (geringerer Überschußschlammanfall gegenüber Simultanfällung) aber ein zusätzliches Flockungs- und Nachklärbecken erfordern. Zum anderen müssen für Vorfällung und Nachfällung höherwertigere, d. h. teuerere Fällmittel verwendet werden.



1.3 Zweistufige Belebungsanlagen

Zweistufige Belebungsanlagen wurden bereits vor über 60 Jahren von Imhoff vorgeschlagen, um an Nutzinhalt für das Belebungsbecken sparen zu können. Durch neuere Entwicklungen kann bei zweistufigen Belebungsanlagen zwischen folgenden zwei Modifikationen unterschieden werden:

- Konventionelle zweistufige Belebungsanlage
- Adsorptions-Belebungsanlage (A-B-Verfahren)



- Beim konventionellen zweistufigen Belebungsverfahren werden in einer hochbelasteten ersten Stufe (Belüftungszeit 0,5 - 3 h) die abfiltrierbaren Stoffe und die biologisch leicht abbaubaren Stoffe des Zulaufes entfernt. Die Reinigungswirkung der ersten Stufe kann dabei zwischen 60 - 80 %, bezogen auf den BSB_5, betragen. Die Anlagen können mit und auch ohne Vorklärung betrieben werden. In einer zweiten Stufe werden bei geringer Schlammbelastung und hohem Schlammalter die langsam abbaubaren gelösten Stoffe entfernt und die Stickstoffverbindungen oxidiert. Da der Zulauf zur zweiten Stufe nur noch wenig abfiltrierbare Stoffe enthält (vor allem Bakterienflocken des belebten Schlammes der ersten Stufe) und aus der geringen Menge an biologisch abbaubarer biologischer Verunreinigung sich nur wenig Überschußschlamm bildet, ist es leicht, ein hohes Schlammalter einzuhalten. Allerdings wird zur Oxidation der Stickstoffverbindungen und zur Entfernung der langsam abbaubaren organischen Verunreinigung eine Mindestbelülftungszeit von 2 - 3 h erforderlich. Der Überschußschlamm der zweiten biologischen Stufe wird dem Zulauf zur ersten biologischen Stufe zugeleitet. Es wird also nur an einer Stelle Überschußschlamm aus dem System abgezogen.

- Die Adsorptions-Belebungsanlage unterscheidet sich von der konventionellen zweistufigen Belebungsanlage durch eine eindeutige Trennung der Lebensgemeinschaft in den beiden Stufen. Der Überschußschlamm der zweiten Stufe wird also nicht in die erste Belebungsstufe zurückgeführt. Adsorptions-Belebungsanlagen werden ohne Vorklärung ausgebildet und die Belüftungszeit in der ersten Belebungsstufe ist meist geringer als bei den bisherigen zweistufigen Belebungsanlagen (t = 0,5 - 1,0 h). Bei der hohen Schlammbelastung und dem geringen Schlammalter in der ersten Stufe wird nur eine BSB_5-Abnahme von 50 - 60 % angestrebt. Unter Berücksichtigung, daß sich die BSB_5-Abnahme auf das Rohabwasser bezieht, liegt der BSB_5 des Zulaufes zur zweiten biologischen Stufe bei Adsorptions-Belebungsanlagen in der Größenordnung von 150 - 200 mg/l,

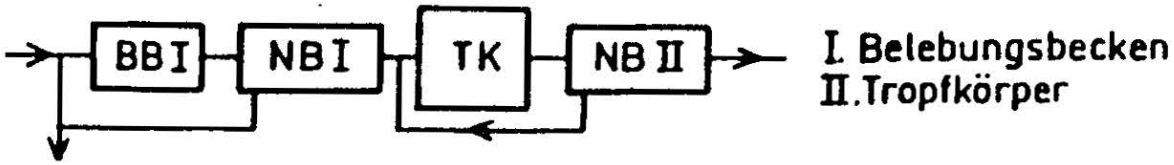
während er bei konventionellen zweistufigen Belebungsanlagen 40 - 80 mg/l beträgt. Dies bedeutet, daß beim Adsorptions-Belebungsverfahren das Belebungsbecken zweiter Stufe größer ausgebildet werden muß als beim konventionellen Belebungsverfahren (z. B. Mindestbelüftungszeit 5 - 8 h). Die BSB_5-Raumbelastung bzw. die Schlammbelastung der zweiten Belebungsstufe liegt bei Adsorptions-Belebungsanlagen bei 0,5 kg/(m^3.d) bzw. 0,15 kg/(kg.d) und bei konventionellen Anlagen bei 0,25 kg/(m^3.d) bzw. 0,10 kg/(kg.d).

Beim konventionellen zweistufigen Belebungsverfahren ist eine Stickstoffentfernung in der zweiten Belebungsstufe kaum möglich. Die organischen Verunreinigungen, die zum Sauerstoffverbrauch zur Reduktion des Nitratmoleküls benötigt werden, sind bereits in der ersten Stufe entfernt und fehlen daher in der zweiten Stufe. Es besteht aber die Möglichkeit, biologisch gereinigtes Abwasser des Ablaufes des Nachklärbeckens zweiter Stufe zum Zulauf des Belebungsbeckens erster Stufe zurückzuführen. Der erste Teil des Belebungsbeckens ist sauerstoffrei zu betreiben, sodaß hier durch den hohen Sauerstoffverbrauch nach der Mischung von Zulauf mit Rücklaufschlamm das Nitrat schnell entfernt wird. Der Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung ist jedoch abhängig vom Rückführverhältnis des gereinigten Abwassers. Für das Rückführverhältnis sind die Nachklärbecken erster und zweiter Stufe die begrenzenden Faktoren. Wenn die Anlage für die Behandlung von Mischwasser im Regenfall für den zwei bis dreifachen Trockenwetterzufluß ausgelegt ist, dürfte es möglich sein, bei Trockenwetter ebenfalls die entsprechende Menge des Mischwasserzuflusses zurückzuführen. Ungünstig ist allerdings die verkürzte Kontaktzeit in den Belebungsbecken und geringere Absetzzeit in den Nachklärbecken.

Bei Adsorptionsbelebungsanlagen wird angestrebt, die Denitrifikation in die zweite Belebungsstufe zu integrieren. Die erste Stufe darf dann allerdings nur mit einem möglichst geringen Wirkungsgrad betrieben werden.

° Bei beiden Modifikationen kann Phosphor durch Simultanfällung in der ersten Belebungsstufe entfernt werden. Eine biologische Phosphorentfernung ist jedoch nicht möglich. Zwar ist bei einer konventionellen zweistufigen Belebungsanlage eine biologische Phosphorentfernung im Rahmen der ersten Belebungsstufe denkbar, wenn ein Anaerob-Becken vorgeschaltet wird. Es kann jedoch dann keine Denitrifikation durch Rückführen von nitrathaltigem Ablauf erfolgen. Nitrat hemmt bekanntlich die biologische Phosphorelimination.

1.4 I. Stufe Belebungsbecken - II. Stufe Tropfkörper



Diese Verfahrenskombination wurde bisher hauptsächlich eingesetzt, um die Reinigungswirkung vorhandener hochbelasteter Tropfkörper zu verbessern. Die Anlagen wurden jedoch nur auf eine weitgehende BSB_5-Entfernung bemessen. Eingehende Untersuchungen über die Nitrifikation von als zweite Stufe hinter einer Belebungsanlage arbeitendem Tropfkörper wurden von der EAWAG in Zürich durchgeführt (Boller 1987). Danach ist die maximale Nitrifikationsleistung eines Tropfkörpers stark abhängig von der Temperatur. Für eine Abwassertemperatur von 6 - 10 °C und einer Ammoniumkonzentration des Ablaufes von 2 bzw. 5 mg/l kann eine maximale Nitrifikationsleistung von 0,6 bzw. 0,9 $g/(m^2.d)$ angenommen werden. Dabei wird ein BSB_5 des Ablaufes der ersten STufe von 20 mg/l vorausgesetzt. Um das Abweiden von Nitrifikanten durch Würmer und Fliegenlarven zu vermeiden, wird eine Oberflächenbeschickung von über 2 m/h empfohlen. Es muß also entsprechend gereinigter Ablauf rückgepumpt werden, um eine entsprechende Spülwirkung zu erreichen.

Auch an der TH Aachen wurden Versuche zur Reinigung des Abwassers in einem einer hochbelasteten Belebungsanlage nachgeschaltetem Tropfkörper durchgeführt (Bettac, 1985). Für die Bemessung des Tropfkörpers werden
B_R = 130 - 150 g $BSB_5/(m^3.d)$ und
$B_{R,N}$ = 50 - 60 g NH_4-N/$(m^3.d)$ empfohlen.

Zur Denitrifikation muß auch hier wie bei konventionellen zweistufigen Belebungsanlagen nitrathaltiger Ablauf des Tropfkörpers zum Zulauf der Belebungsstufe zurückgeführt werden. Durch Simultanfällung in den Belebungsbecken kann Phosphor entfernt werden. Eine biologische Phosphorentfernung ist nicht möglich.

Diese Verfahrenskombination kann mit aber auch ohne Vorklärung betrieben werden. Wird auf eine Vorklärung verzichtet, so ist zum Schutz des Tropfkörpers eine effektive Schwimmschlammräumung vorzusehen.

2. VERGLEICH DER VERSCHIEDENEN BETRIEBSWEISEN

2.1 Reinigungswirkung

2.1.1 BSB_5-Abnahme - BSB_5-Ablauf

Bei den verschiedenen Betriebsweisen ist der maßgebende Bemessungsparameter die gesicherte Nitrifikation. Wenn ganzjährig nitrifiziert wird, wird mit Sicherheit eine weitgehende BSB_5-Abnahme erreicht. Es ist daher kein Unterschied zwischen den verschiedenen Betriebsweisen in bezug auf BSB_5 des Ablaufes zu erwarten.

2.1.2 CSB-Abnahme - CSB-Ablauf

Bei allen Betriebsweisen ist mit einer weitgehenden Entfernung der organischen Kohlenstoffverbindungen, gemessen als CSB, zu rechnen. Auf Grund der längeren Kontaktzeit Abwasser - Mikroorganismen (größere Belebungsbecken) können die Ablaufwerte der einstufigen Belebungsanlagen geringfügig kleiner sein als die Ablaufwerte der zweistufigen biologischen Anlagen. Dabei ist es gleichgültig, ob die Anlagen mit oder ohne Vorklärung betrieben werden. Je höher das Schlammalter in einstufigen Anlagen, umso weitgehender ist die CSB-Entfernung. Bei konventionellen zweistufigen Belebungsanlagen kann eine zu schwache Belastungl der zweiten Stufe zu einem gewissen Flockenzerfall führen und damit den CSB des Ablaufes erhöhen. Die organische Belastung kann erhöht werden, indem etwas Zulauf zur ersten Belebungsstufe direkt dem Belebungsbecken zweiter Stufe zugeführt wird.

2.1.3 Nitrifikation - NH_4-N-Ablauf

Maßgebend für die Nitrifikation ist das Schlammalter in dem Belebungsbecken. Für den NH_4-N-Ablauf ist bestimmend, wieweit die Morgenspitze (großer Abwasserzufluß verbunden mit hoher Ammoniumkonzentration) nitrifiziert wird. Spitzenwerte der Ammoniumkonzentration sind abhängig vom Nutzinhalt des gesamten Belebungsbeckens (Denitrifikation und Nitrifikation). Je größer der Nutzinhalt des Belebungsbeckens, umso mehr wird auf Grund einer einfachen Mischung die Konzentrationsspitze ausgeglichen. Die geringsten NH_4-N-Ablaufwerte sind daher bei einstufigen Beleblungsanlagen mit einem großen Denitrifikationsteil zu erwarten. Besonders vorteilhaft kann sich ein durchmischtes Becken zum Konzentrations- und Mengenausgleich des Zulaufes auswirken, indem der Morgenstoß aufgefangen wird. Konventionelle zweistufige Belebungsanlagen haben sich auf den Kläranlagen Frankfurt und Hamburg und bei Versuchen auf der Hauptkläranlage Wien in bezug auf Nitrifikation sehr gut be-

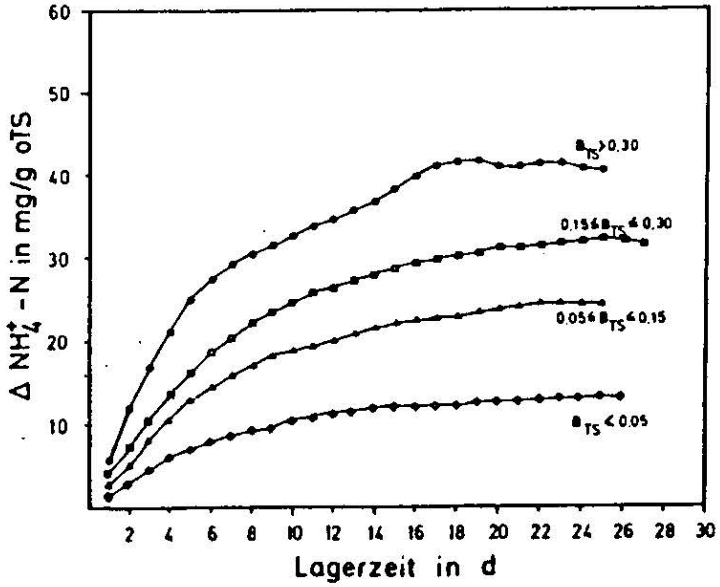
währt. Aber selbst bei einer relativ ausgeglichenen Konzentration des Zulaufes führen die Wassermengenspitzen zu einem gewissen Konzentrationsanstieg im Ablauf.

- Stickstoffbelastungsstöße werden auch bei Beginn eines Regens auftreten. Das im Vorklärbecken vorhandene Abwasser mit relativ hoher Ammoniumkonzentration wird in kurzer Zeit dem Belebungsbecken zugeführt und damit wird die maximale Nitrifikationsleistung der Nitrifikanten überschritten. Zusätzlich führt der Stoß an organischer Belastung zu einem erhöhten Sauerstoffverbrauch, sodaß ebenfalls infolge nicht ausreichender Sauerstoffzufuhr die Ammoniumgehalte des Ablaufes ansteigen können. Je größer das Kanalnetz, je länger wird die stoßartige Belastung der Kläranlage anhalten. Bei Regenwetter müssen daher zwangsläufig etwas höhere Ammoniumablaufwerte in Kauf genommen werden. Dabei ist es wichtiger, möglichst viel Mischwasser biologisch zu reinigen, selbst wenn der NH_4-N-Ablaufwert etwas ansteigt, als eine geringere Mischwassermenge voll zu nitrifizieren, dafür einen anderen Teil ohne biologische Reinigung in den Vorfluter abzuleiten.

2.1.4 Denitrifikation - NO_3-N-Ablauf

Bei den bisherigen Ablaufparametern (BSB_5, CSB, NH_4-N) waren die Unterschiede zwischen den einzelnen Betriebsweisen relativ gering. Bei einstufigen Belebungsanlagen und bei Adsorptions-Belebungsanlagen ist die Stickstoffentfernung abhängig vom Sauerstoffverbrauch, der für die Denitrifikation zur Verfügung steht. Je höher der Sauerstoffverbrauch der Kohlenstoffverbindungen, je mehr Stickstoff kann entfernt werden. Dies bedeutet, daß bei gleicher Zulaufkonzentration alle Maßnahmen, die zur Verringerung des Sauerstoffverbrauchs im Belebungsbekken führen, für die Denitrifikation ungünstig sind. Hierzu gehören eine gute Vorklärung, eine Vorfällung in Verbindung mit Phosphorentfernung und eine biologische Vorreinigung (z. B. Zugabe des Überschußschlammes vor dem belüfteten Sand-

fang, aber auch eine Adsorptionsstufe). Am wirkungsvollsten zur Denitrifikation sind daher einstufige Belebungsanlagen ohne Vorklärung bzw. mit Grobentschlammung (z. B. Absetzzeit bei Trockenwetter 20 min). Wichtig ist, daß vor allem die biologisch schnell abbaubaren organischen Verbindungen für die Denitrifikation ausgenutzt werden.



Gehalt an entstandenem Ammoniumstickstoff im Verlauf der Lagerzeit des belebten Schlammes in Abhängigkeit von der BSB_5-Schlammbelastung (gemittelte Werte)

Andererseits sollte die Stickstoffbelastung die aus internen Kreisläufen herrührt, möglichst gering gehalten werden. Der Stickstoffgehalt des Überschußschlammes und damit die spezifische Stickstoffentfernung (kg N/kg BSB_5) ist umso höher, je geringer das Schlammalter oder je größer die Schlammbelastung ist. Damit wird besonders bei Adsorptions-Belebungsanlagen relativ viel Stickstoff als Überschußschlamm in der Adsorptionsstufe entfernt. Wird der Überschußschlamm ausgefault, so geht jedoch umso mehr NH_4-N in Lösung je höher die Schlammbelastung war (hier wird auf Untersuchungen von Eisele und Kapp an 30 Belebungsanlagen in Baden-Württemberg verwiesen). Wird das Trübwasser des Faulbehälters wieder der Kläranlage zugeleitet, steigt also die Ammonium-Stickstoff-Fracht des Zulaufes entprechend an. Der vorher vermehrt aufgenommene Stickstoff geht also wiederum in Lösung. Die Rückbe-

lastung kann vermieden werden, wenn eine möglichst gute Voreindickung erfolgt und der aus dem Faulbehälter abgezogene Faulschlamm ohne Zwischeneindickung flüssig landwirtschaftlich verwertet wird. Der Düngewert des Schlammes ist damit sicher am höchsten. Vorteilhaft ist in dieser Beziehung auch eine Rohschlammverbrennung mit kurzer Lagerzeit im Schlammeindicker. Aber auch eine gleichzeitige Schlammstabilisierung wirkt sich günstig aus. Es wird zwar weniger Stickstoff mit dem Überschußschlamm entfernt, dafür ist aber auch der Rücklauf an Ammoniumstickstoff gering. Der im System verbleibende Stickstoff kann aufgrund des hohen Sauerstoffverbrauchs weitgehend denitrifiziert werden.

Unter günstigen Voraussetzungen kann etwa 15 % des zufließenden BSB_5 an Stickstoff durch Denitrifikation entfernt werden. Etwa 4 - 5 % des BSB_5 werden als Stickstoff mit dem Überschußschlamm abgeschieden. Wird von einem Stickstoff zu BSB_5-Verhältnis des Zulaufes von 12/60 g/(E.d) = 0,2 ausgegangen, so ist bei einer einstufigen Belebungsanlage ohne Vorklärung (simultane Denitrifikation - V_D/V_{BB} = 0,45) eine 90%ige Stickstoffentfernung möglich. Bei der geringen Schlammbelastung im Belebungsbecken ist der interne Rückfluß gering. Die Abschätzung wird durch die Betriebsergebnisse der Kläranlage Tel Aviv (1,5 Mio EGW) bestätigt. Bei einstufigen Belebungsanlagen mit Vorklärung und vorgeschalteter Denitrifikation (V_D/V_{BB} = 0,35) dürfte eine Stickstoffentfernung von etwa 70 % erreichbar sein. Diese Stickstoffentfernung wurde auf der Kläranlage Stuttgart erzielt (Krauth 1988). Eine etwas geringere Stickstoffentfernung kann von einer Adsorptions-Belebungsanlage erwartet werden. Mit einer konventionellen zweistufigen Belebungsanlage dürfte jedoch bei Rückführen von 100 % biologisch gereinigtem Abwasser, bezogen auf den Trockenwetterzufluß, eine Stickstoffentfernung von annähernd 60 % möglich sein, wenn beim Belebungsbecken erster Stufe für eine vorgeschaltete Denitrifikation gesorgt wird und die Nachklär-

becken der ersten und zweiten Stufe groß genug für den erhöhten Trockenwetteranfall ausgelegt sind. Die angegebene prozentuale Stickstoffentfernung sagt für den Normalfall allerdings wenig aus, denn maßgebend ist das Verhältnis Stickstoff zu BSB_5 des Zulaufes. Ist dieses Verhältnis z. B. durch Industrieabwasserzuflüsse mit geringer Stickstoffkonzentration und hoher organischer Verschmutzung klein, so wird sich leichter eine hohe Stickstoffentfernung erreichen lassen. Andererseits, wenn bei gutem Gefälle und langen Kanalstrecken im Kanalnetz ein Vorabbau an BSB_5 erfolgt und damit das Verhältnis N : BSB_5 auf der Kläranlage groß ist, wird entsprechend die prozentuale Stickstoffentfernung geringer.

2.1.5 Phosphorentfernung - Phosphatgehalt des Ablaufes

Bei allen Betriebsweisen wird ein Phosphorgehalt des gereinigten Abwassers von 1 - 2 mg/l mit Hilfe der Simultanfällung erreichbar sein. Mit biologischer Phosphorentfernung allein wird dies jedoch nicht gelingen. Wird angenommen, daß etwa 3 - 4 % des BSB_5 des Zulaufs an Phosphor auf biologischem Wege entfernt werden können, so verbleiben bei einem P/BSB_5-Verhältnis des Zulaufes von 3/60 g/(E.d) von 0,05 noch etwa 30 % im Ablauf. Es wird jedoch angenommen, daß zukünftig kein Phosphor mehr in den Waschmitteln verwendet wird, sodaß der Phosphorgehalt des Zulaufes auf 2,5 g/(E.d) sinken wird und damit die zusätzliche chemische Fällung vermindert werden kann.

2.2 Betrieb - Betriebssicherheit

2.2.1 Veränderung des pH-Wertes

Bei der Nitrifikation wird Säure gebildet und die Säurekapazität des Abwassers (Pufferungsvermögen) vermindert. Bei der

Denitrifikation wird die Hälfte der bei der Nitrifikation gebildeten Säure abgebaut. Auch bei der Zugabe von Eisensulfat bei der Simultanfällung wird Säure frei und damit die Säurekapazität reduziert. Der bei der Simultanfällung entfernte Phosphor erhöht allerdings geringfügig die Alkalität des Abwassers.

Bei hohem Nitratgehalt und geringer Karbonathärte (weiches Wasser mit niedriger Säurekapazität) kann der pH-Wert so weit in den sauren Bereich verschoben werden, daß es zum Flockenzerfall und zum Verlust der Nitrifikation kommt. Aber schon durch Absinken des pH-Wertes in den sauren Bereich wird die Nitrifikationsgeschwindigkeit vermindert und ein höheres Schlammalter erforderlich. Aus Gründen der Betriebssicherheit und der angestrebten Reinigungswirkung sollte daher eine möglichst weitgehende Denitrifikation angestrebt werden. Ebenfalls kann Säurekapazität erhalten werden, wenn viel Phosphor auf biologischem Wege entfernt und wenig Eisensulfat zur chemischen Fällung verwendet wird.

Bei weichem Trinkwasser (z. B. aus dem Urgestein) ist daher eine einstufige Belebungsanlage ohne Vorklärung mit simultaner bzw. intermittierender Denitrifikation mit biologisch-chemischer Phosphorentfernung den anderen Betriebsweisen vorzuziehen.

2.2.2 Schwimmschlammbildung auf den Nachklärbecken

Je höher der Nitratgehalt des Ablaufes und je höher die Schlammbelastung der Belebungsbecken ist, umso eher wird es zur Schwimmschlammbildung auf den Nachklärbecken kommen. Andererseits wirkt sich eine Vorklärung vorteilhaft aus, indem aufschwimmbare Stoffe des Zulaufes zurückgehalten werden. Am geringsten dürfte die Schwimmschlammbildung im Nachklärbecken einer konventionellen zweistufigen Belebungsanlage sein. Die Schwimmstoffe des Zulaufes oder etwaige wilde Denitrifikation

in den Sommermonaten werden im Vorklärbecken bzw. Nachklärbekken erster Stufe zurückgehalten. Im Belebungsbecken zweiter Stufe ist die Schlammbelastung so gering, daß es kaum zu Denitrifikationsvorgängen im Nachklärbecken zweiter Stufe kommt. Trotzdem ist auf den Nachklärbecken eine effektive Schwimmschlammräumung zu installieren.

2.2.3 Blähschlamm

Von vielen Anlagen, die mit Simultanfällung durch Zugabe von Eisensulfat betrieben werden, ist bekannt, daß die Blähschlammgefahr gering ist. Der belebte Schlamm dieser Anlagen besitzt meist einen niedrigen Schlammindex und verfügt über gute Flockungs- und Absetzeigenschaften. Auf den Kläranlagen in Berlin und Tel Aviv wurde durch Vorschalten eines anaeroben Mischbeckens zur biologischen Phosphorentfernung der Schlammindex und die Sinkgeschwindigkeit des belebten Schlammes verbessert. Ebenfalls wird sich ein vorgeschaltetes Denitrifikationsbecken günstig auf die Absetzeigenschaften des belebten Schlammes auswirken. Demgegenüber können einstufige Belebungsanlagen mit Vorklärung und simultaner Denitrifikation ohne Zugabe von Eisensulfat zu einem leichten belebten Schlamm führen. Hier sollte in jedem Fall ein anaerobes Mischbecken zur Verbesserung des Schlammindexes vorgeschaltet werden. Bei konventionellen zweistufigen Belebungsanlagen verfügt besonders der belebte Schlamm der zweiten Stufe über gute Absetz- und Eindickeigenschaften. Der belebte Schlamm der zweiten Stufe einer Adsorptions-Belebungsanlage verfügt gegenüber der konventionellen zweistufigen Belebungsanlage oft über einen etwas höheren Schlammindex.

2.2.4 Vergleich der Betriebsverhältnisse

Einstufige Belebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation sind relativ einfach zu betreiben. Die Sauerstoffzufuhr im zweiten Belebungsbecken wird nach dem Sauerstoffgehalt

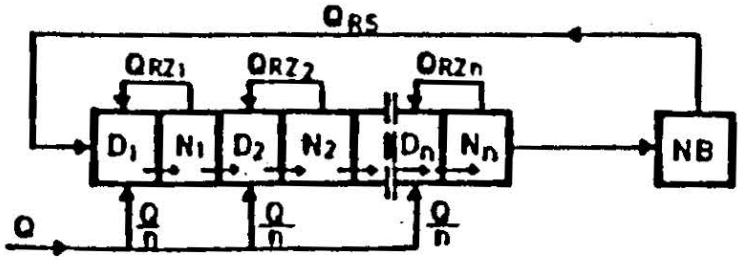
geregelt. Meist ist es ausreichend, mit einer konstanten Rükkführung zu arbeiten. Bei größeren Anlagen wird es sich lohnen, den Nitratgehalt im Ablauf der Denitrifikationsstufe laufend zu messen. Entsprechende Meßgeräte sind bereits auf dem Markt.

Der Vorteil der simultanen Denitrifikation liegt darin, daß nur durch Verändern der Belüftung die Denitrifikationszone beliebig vergrößert oder verkleinert werden kann. Es kann sich also den wechselnden Abwasserverhältnissen beliebig angepaßt werden. Nachteilig ist bei größeren Anlagen die etwas aufwendigere Regelung über den Sauerstoffverbrauch oder den Ammoniumgehalt im Belebungsbecken. Bei Anlagen mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung genügt eine einfache Programmschaltung.

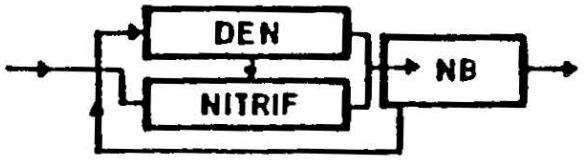
Einstufige Belebungsanlagen mit intermittierender Denitrifikation können ebenfalls über den Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken, verbunden mit einer Programmschaltung für das An- und Abschalten der Belüfter, geregelt werden. Diese Betriebsweise kommt vorwiegend für kleine und mittlere Anlagen in Frage.

Konventionelle zweistufige Belebungsanlagen und Adsorptions-Belebungsanlagen erfordern einen etwas größeren Aufwand für die beiden Schlammkreisläufe. Vor allem wenn eine weitgehende Denitrifikation angestrebt wird, benötigt eine Adsorptions-Belebungsanlage ein umsichtiges Betriebspersonal, damit die angestrebte Reinigungswirkung der ersten Stufe von 50 - 60 % nicht über bzw. unterschritten wird. Bei konventionellen zweistufigen Belebungsanlagen und bei Belebungsanlagen mit einem Tropfkörper als zweite Stufe ist die zum Zulauf rückzuführende Ablaufmenge als Differenz dem Abwasserzufluß anzupassen. Die Regelung der Belüftung in dem Belebungsbecken erster Stufe muß nach dem Nitratgehalt und dem Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken erfolgen.

Die Denitrifikation in Verbindung mit zweistufigen Belebungsanlagen ist in der Praxis bisher wenig erprobt. Demgegenüber liegen langjährige vielseitige Erfahrungen mit der Denitrifikation von einstufigen Belebungsanlagen vor. Hier bestehen auch noch andere Betriebsvarianten, wie z. B. die Kaskadendenitrifikation oder die in Dänemark mit Erfolg betriebene alternierende Denitrifikation. Die überwiegende Mehrheit aller Belebungsanlagen werden einstufig, d. h. mit einem Schlammkreislauf betrieben.



Kaskaden-Denitrifikation

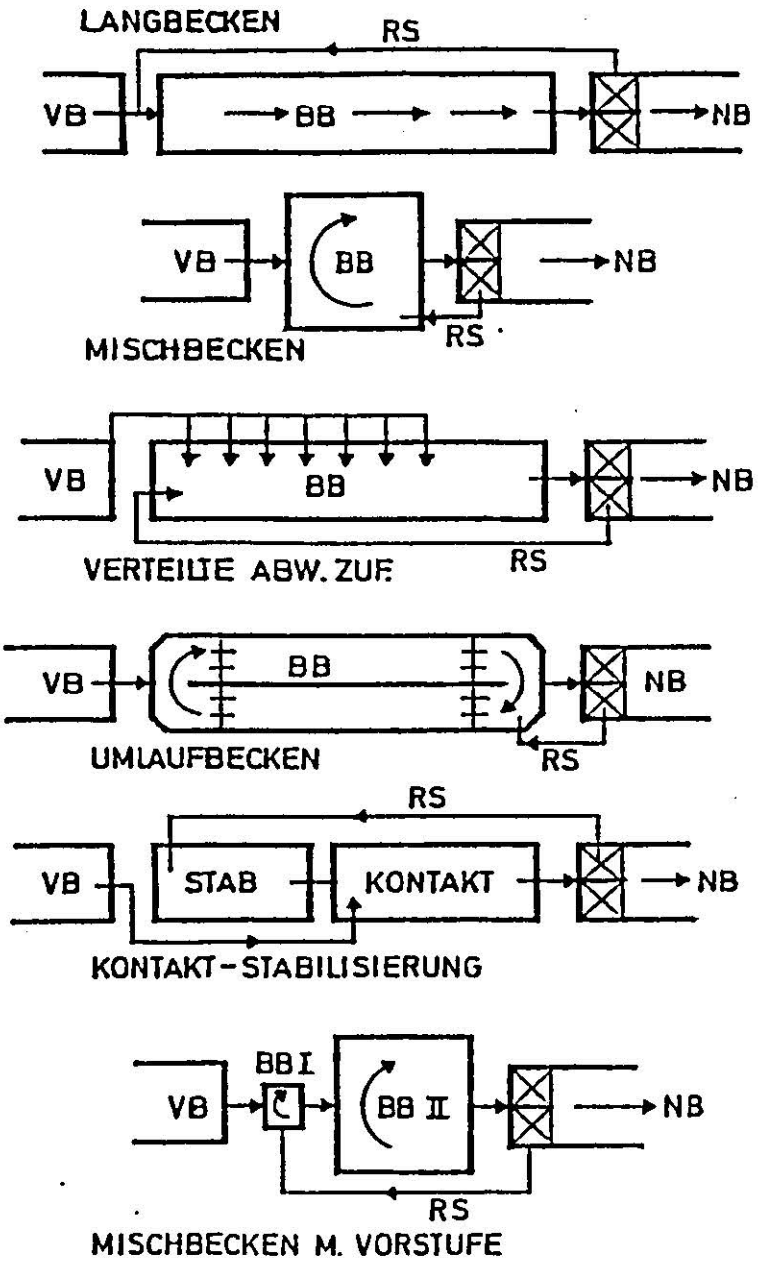


Alternierende Denitrifikation

2.2.5 Beckenausbildung

Im wesentlichen kann zwischen folgenden Beckentypen unterschieden werden:

- Langbecken
- Mischbecken
- Mischbecken in Kaskadenanordnung
- Umlaufbecken
- Mischbecken mit belüfteter Vorstufe



Das Belebungsverfahren wurde 1913 - 1914 in Manchester von Ardern und Lockett mit Hilfe von Standversuchen entwickelt. Die erste Versuchsanlage im halbtechnischen Maßstab bestand aus einem Mischbecken und einem Nachklärbecken. Die ersten Großanlagen wurden bereits als Langbecken gebaut, um einen Kurzschluß Zulauf-Ablauf zu vermeiden. Um den Fließweg möglichst lang zu halten, wurde ein Schlängelgerinne gewählt.

Bereits 1917 entwickelte Haworth in Sheffield das Umlaufbecken mit Oberflächenbelüftung. Mischbecken in Kaskadenanordnung wirken klärtechnisch ähnlich den Langbecken. Die jüngste Ent-

wicklung sind Mischbecken mit belüfteter Vorstufe, um Blähschlamm zu vermeiden. Belebungsbecken nach dem System der Kontakt-Stabilisierung (Wiederbelüftungsbecken) und Langbecken mit verteilter Abwasserzuführung werden zukünftig im Hinblick auf die Zielrichtung weitgehende Stickstoff- und Phosphorentfernung vermutlich nicht mehr gebaut werden. Welcher Beckentyp im einzelnen verwendet wird, hängt in erster Liniel vom gewählten Belüftungssystem (z. B. Langbecken und Druckbelüftung, Mischbecken-Kaskade und Kreiselbelüftung, Umlaufbecken und Stabwalzenbelüftung bzw. Druckbelüftung mit zusätzlichem Strömungsbeschleuniger) ab. Die Reinigungwirkung ist für häusliches Abwasser bei Langbecken, Mischbecken-Kaskade und Umlaufbecken ähnlich zu bewerten. Den größten Einfluß haben die verschiedenen Beckentypen auf die Sauerstoffzufuhr. So ist der Sauerstoffverbrauch durch das große Angebot an Schmutzstoffen am Anfang des Langbeckens oder im ersten Mischbecken einer Beckenkaskade wesentlich größer als am Ende des Beckens oder der Beckenkaskade. Zum Teil liegt am Beginn des Beckens Maximalatmung vor, während am Ende des Beckens sich der belebte Schlamm bereits in der Grundatmung befindet. Je größer das Schlammtrockengewicht, umso höher ist bei der Maximalatmung auch der Sauerstoffverbrauch zu Beginn des Beckens. Umso schneller erfolgt allerdings auch der Abfall bis zur Grundatmung. Wesentlich einfacher ist die Regelung der Sauerstoffzufuhr beim Umlaufbecken. Hier liegen ähnlich wie bei einem einzelnen Mischbecken weitgehend gleiche Verhältnisse für den Sauerstoffverbrauch vor. Der Sauerstoffverbrauch schwankt jetzt nur noch zwischen Tages- und Nachtstunden entsprechend der sich verändernden Fracht an Schmutzstoffen.

2.3 Kosten

2.3.1 Baukosten

Aufgrund der Kostenuntersuchungen von Flögel dürften bei Neu-

anlagen die Baukosten der verschiedenen Betriebsweisen dicht beeinander liegen. Die höchsten Baukosten werden vermutlich für die zweistufige biologische Anlage mit nachgeschaltetem Tropfkörper entstehen. Bei den konventionellen zweistufigen Belebungsanlagen werden die höheren Baukosten für das Belebungsbecken erster Stufe, gegenüber einem Adsorptionsbecken, durch die größeren Baukosten beim Belebungsbecken zweiter Stufe der Adsorptions-Belebungsanlage ausgeglichen. Bei sehr großen Anlagen werden vermutlich die Baukosten für eine einstufige Belebungsanlage etwas höher als bei einer zweistufigen Belebungsanlage liegen. Maßgebend werden jedoch die örtlichen Verhältnisse sein. Da es sich zukünftig vorwiegend um Erweiterungsbauten handelt, werden Platzverhältnisse, Grundwasserspiegel und sonstiges für die Auswahl der Betriebsweise bestimmend sein.

2.3.2 Betriebskosten

Es kann angenommen werden, daß der Personalaufwand bei den verschiednen Betriebsweisen gleich hoch einzustufen ist. Von größerem Einfluß sind die Wartungs- und Revisionsarbeiten, die durch das Belüftungssystem und die Schlammbehandlung bestimmt sind. Die Stromkosten werden wesentlich durch das Verhältnis Stickstoff zu BSB_5 des Zulaufes und damit vom erreichbaren Nitratgehalt des Ablaufes bestimmt werden. Bei hohem Stickstoffgehalt des Zulaufes ist mit einem hohen Nitratgehalt des Ablaufes bei zweistufigen Verfahren zu rechnen und damit steigen die Stromkosten für die Nitrifikation. Der höhere Sauerstoffverbrauch für den BSB_5-Abbau einer einstufigen Anlage kann durch verminderten Sauerstoffverbrauch infolge Denitrifikation ausgeglichen werden.

2.3.3 Jahreskosten

Bestimmend für die Höhe der Jahreskosten, also die kapitalisierten Baukosten und die Betriebskosten sind weiterhin die

Kreditbedingungen (Förderung durch günstige Darlehen) und die örtlichen Bedingungen (z. B. Stromtarif bzw. vorhandene Anlagen zur Eigenstromerzeugung). Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Kosten nicht bestimmend für die zu wählende Betriebsweise sein werden. Von größerem Einfluß sind die vorhandene Anlage, die Abwasserzusammensetzung und die örtlichen Platzverhältnisse.

3. LITERATUR

BETTAC, M. (1985): Untersuchungen zur Abwasserbehandlung nach dem Verfahren "Höchstlastbelebungs-Tropfkörper" unter besonderer Berücksichtigung des Nitrifikationsverlaufes im Tropfkörper
Gewässerschutz-Wasser-Abwasser 80

BOLLER, M. (1987): Nitrifikations mit dem Tropfkörperverfahren
Veröff. Inst.f.Stadtbauwesen, TU Braunschweig, 42, S. 214

EISELE, G., KAPP, H. (1988): Zur Beurteilung der Stabilisierung von belebtem Schlamm
Korrespondenz Abwasser, 35, H. 9

KRAUTH, K.: Application of Prelimnary Denitrification to Aerated Sludge Treatment
Proceedings IAWPRC-Conference Brighton 1988

BEURTEILUNG DES ABWASSERS FÜR PLANUNG UND OPTIMIERUNG VON KLÄRANLAGEN

H. Kroiß

1. EINLEITUNG

Wie schon in früheren Vorträgen erwähnt, sind die Anforderungen an die Abwasserreinigung in den letzten Jahren deutlich angestiegen. Dies gilt in gleicher Weise für die Kohlenstoff-, Stickstoff- und Phosphorverbindungen. Die Anforderungen sind aber nicht nur hinsichtlich der Restkonzentrationen im Ablauf der Kläranlagen angestiegen, auch hinsichtlich der Sicherheit vorgegebene Grenzwerte einzuhalten, sind die Vorstellungen deutlich strenger geworden. Dies hat dazu geführt, daß bei den Bemessungsansätzen eine verfeinerte Technik angewendet werden muß. Noch beim letzten Fortbildungskurs wurde die Bemessung vorwiegend auf die BSB_5-Raumbelastung abgestützt. In den heute vorgetragenen Bemessungsansätzen ist als Leitparameter das Schlammalter enthalten. Beide Ansätze enthalten noch eine große Anzahl von Erfahrungwerten. Für die Beurteilung kritischer Betriebszustände auch in der Planungsphase, steht uns heute die Möglichkeit zur Verfügung, den Abwasserreinigungsprozeß mit Hilfe von Computern zu simulieren. Diese Simulationsprogramme beruhen auf naturwissenschaftlichen Grundlagen und setzen ein wesentlich genaueres Wissen über Abwasserzusammensetzung und den zeitlichen Verlauf einer ganzen Reihe von Abwasserparamtern voraus. Ganz allgemein kann man sagen, daß mit einer verfeinerten Bemessungsmethodik die Ansprüche an die Daten, die man der Bemessung zugrunde legt, laufend ansteigen. Die Qualität der Planung und Bemessung wird mehr und mehr von der Verlässlichkeit und Vollständigkeit der Eingangsparameter abhängig. Gegenüber früheren Bemessungsansätzen ist also nicht nur eine verbesserte Information

über die damals verwendeten Parameter notwendig, sondern es kommt auch zu einer starken Vermehrung der wichtigen Parameter. Damit stellt sich sofort das Problem, wie man an die Bemessungsparameter herankommt.

In vielen Fällen handelt es sich heute um Adaptierungen oder Erweiterungen vorhandener Kläranlagen, deren Reinigungsleistung den neuen Anforderungen nicht mehr entspricht. In diesen Fällen steht meist eine große Anzahl von Daten über Abwasseranfall und Verschmutzung zur Verfügung. Diese Daten sollten in jedem Fall voll genützt werden. Bei der Planung von Neuanlagen besteht heute bereits häufig ein fertiges Kanalnetz, an dessen Ende ebenfalls entsprechende Untersuchungen gemacht werden können. Auf die Wichtigkeit gründlicher Voruntersuchungen wurde bereits in früheren Vorträgen hingewiesen.

Die Bemessung ist immer nur ein Teil der Planungsaufgabe und es besteht ein inniger Wechselbezug zwischen Bemessung und Anlagenauslegung. Es handelt sich dabei um eine sehr komplexe Aufgabe, die sehr viel Erfahrung und Einfühlungsvermögen erfordert. Dies gilt insbesondere bei Erweiterungsplanungen, wo die vorhandene Bausubstanz möglichst vollständig in ein neues Konzept eingegliedert werden soll.

Es ist nicht möglich die Fülle aller Parameter anzugeben, die in konkreten Fällen von besonderer Bedeutung sind. Was hier versucht wird, ist eine Art Checkliste anzugeben,anhand derer die wichtigsten Kenngrößen und ihre Bedeutung für die Planung und den Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen abgelesen werden können. Es besteht dabei kein Anspruch auf Vollständigkeit, es soll weiters dargestellt werden, welche Parameter in welchem Umfang ermittelt werden sollen, welche Bedeutung die Parameter bei Indirekteinleitern haben können, wenn die Möglickeiten einer biologischen Vorreinigung (aerob, anaerob) in Erwägung gezogen werden.

Während man bisher häufig nur von Tagesmittelwerten ausgegangen ist, erfordern es die höheren Anforderungen an die Abwasserreinigung, daß vermehrt die Ganglinien über den Tag, die Woche und auch über das Jahr von einzelnen wichtigen Parametern mitberücksichtigt wird. Die Messung dieser Ganglinien ist eine ganz wichtige Voraussetzung für die Optimierung des Kläranlagenbetriebes. Für die Bemessung bleibt auch bei ausreichenden Meßergebnissen über die verschiedenen Ganglinien das große Problem der Abschätzung der künftigen Entwicklung für den Ingenieur bestehen. Es wird dennoch versucht, auch Hinweise zu geben für die Abschätzung des Einflusses künftiger Entwicklungen.

2. WASSERMENGEN (GANGLINIEN)

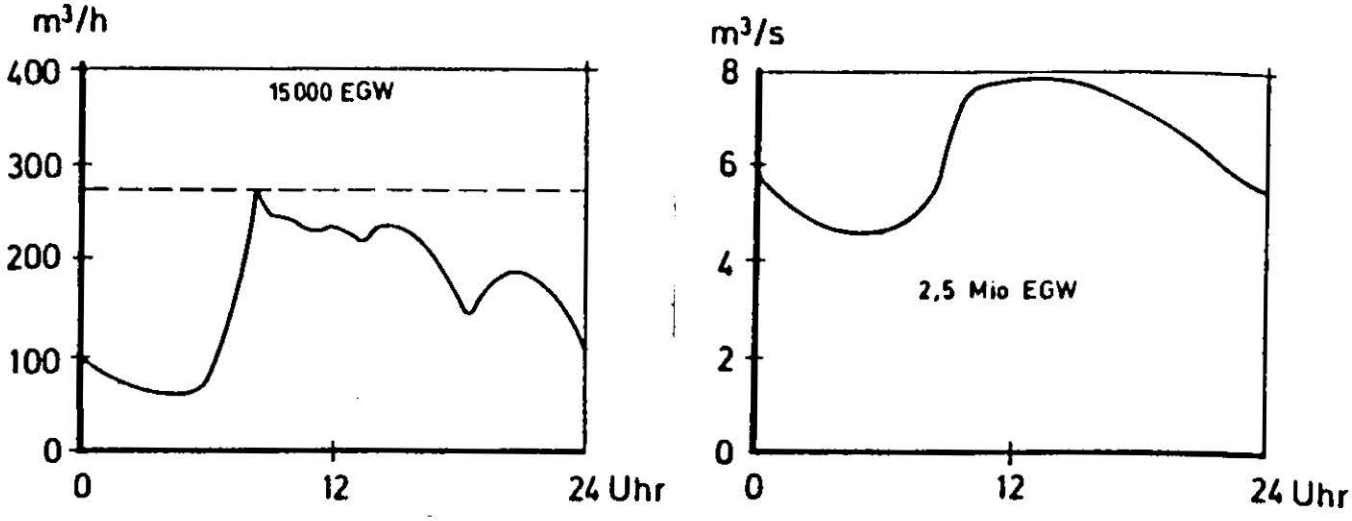
2.1 Ursachen, Herkunft

Die Ganglinie der Wassermengen hat viele Einflußfaktoren:

- Die Lebensgewohnheiten der angeschlossenen Wohnbevölkerung
- Form und Ausdehnung des Kanalnetzes
- Einfluß von Indirekteinleitern (Industrie- und Gewerbebetriebe)
- Einfluß von Regenwasser
- Fremdwassereinfluß

Die Ganglinien der Wassermengen über den Tag unterscheiden sich ganz deutlich, je nach dem, ob es sich um ein kleines (z. B. Pendlergemeinde) oder großes Entwässerungsnetz (Großstadt, großer Verband) handelt. Auch der Einfluß des Fremdenverkehrs darf nicht unterschätzt werden. Generell kann man sagen, daß mit zunehmender Größe des Entwässerungsnetzes eine gewisse Tendenz besteht, daß die Schwankung der Wassermenge über den Tag geringer wird. Auf der anderen Seite gibt es auch bei Großstädten sehr starke Schwankungen

des Tagesverbrauches über das Jahr. In der folgenden Abbildung 1 sind zwei typische Ganglinien des Abwasseranfalles über den Tag dargestellt.



- Die Wassermengenganglinie ist auch ganz wesentlich von der Form und Ausdehnung des Kanalnetzes abhängig. Insbesondere ist von Bedeutung, ob das Kanalnetz langgezogen (z. B. Abwasserverband, der ein langes Tal entsorgt) oder ob es sich um eine Kläranlage handelt, bei der die Zubringerkanäle etwa gleich lange Fließzeiten vom Entwässerungsgebiet bis zur Kläranlage aufweisen. Im ersten Fall kommt es durch die unterschiedliche Fließzeit zu einem starken Ausgleich der Mengenspitzen. Im zweiten Fall, einem eher fächerförmigen Sammlersystem, gelangen die Abwasseranfallsspitzen gleichzeitig zur Kläranlage, d. h. es kommt zu einer starken Ausprägung einer Tagesspitze. Wenn keine Messungen vorliegen, muß man versuchen, aus typischen Ganglinien für die einzelnen Teilentwässerungsgebiete und Berücksichtigung der Fließzeiten eine Zulaufganglinie für die Bemessung der Kläranlage abzuschätzen.

- Befinden sich im Einzugsgebiet einer Kläranlage größere Industrie- oder Gewerbebetriebe mit deutlichem Abwasseranfall, die in das Kanalnetz einleiten (Indirekteinleiter), so muß der Einfluß auf die Wassermengenganglinie in jedem

Fall berücksichtigt werden. Kontinuierliche Produktionsbetriebe, mit meist etwa konstantem Abwasseranfall, wirken sich dämpfend auf die Schwankungen des Abwasseranfalls über den Tag aus. Betriebe die nur fünf Tage in der Woche und nur in einer Schicht arbeiten, wirken sich meistens stark erhöhend auf die Tagesspitzenbelastung aus.

Die Auswirkung von Regenereignissen auf die Wassermengenganglinie hängt zuerst einmal davon ab, ob das Kanalnetz nach dem Misch- oder dem Trennverfahren ausgebaut ist. Beim Mischverfahren ist auch schon bei relativ schwachem Regen mit einem Anstieg der Wassermenge auf die Bemessungswassermenge (meist 2 Q_s) zu rechnen. Die Dauer dieser maximalen hydraulischen Belastung der Kläranlage nimmt mit steigendem Ausbaugrad der Regenüberlaufbecken zu. Auch beim Trennverfahren kommt es häufig im Gefolge von längeren Regenereignissen zu einem Anstieg der Wassermenge, der meist auf Fehlanschlüsse (z. B. Drainagen) zurückzuführen ist. Auch ein vermehrter Fremdwasseranfall kann bei Regenereignissen hier auftreten.

Von großem Einfluß auf die Wassermenge ist auch der Fremdwasserzufluß, der sich in der Regel dämpfend auf die Schwankung der Wassermenge über den Tag auswirkt. Insgesamt ist jedoch der Einfluß von Fremdwasser äußerst negativ zu beurteilen und daher auch ein ganz wichtiger Parameter für die Auslegung der Abwasserreinigungsanlage. Dies gilt insbesondere dann, wenn gewisse Restschmutzfrachten nicht überschritten werden sollen. Fremdwasser kann viele Ursachen haben, die häufigsten sind undichte Kanalschächte im Einzugsgebiet der Kläranlage, verbunden mit einem sehr hohen Grundwasserstand.

- Für eine gesicherte Bemessung sollten zumindest folgende Daten vorliegen:

  Häufigkeitsanalyse der täglichen Abwassermengen über mindestens ein halbes Jahr
  Die Ganglinie des Abwasseranfalls über mindestens eine Woche zur Zeit der höchsten täglichen Abwassermengen.
  Eine typische mittlere Ganglinie des Abwasseranfalls der Wochentage.

2.2 Auswirkungen auf die Abwasserreinigungsanlage

- Die maximale hydraulische Belastung ist maßgebend für die Pumpwerke, verbindenden Leitungen, Rechen, Sandfang, Absetzbecken und Rücklaufschlammförderung. Die Schwankungsbreite der Abwassermenge über den Tag ist maßgebend für die Pumpwerke, und auch für die Schlammverlagerung vom Belebungsbecken zum Nachklärbecken. Dennoch ist im Normalfall eine konstante Rücklaufschlammförderung ausreichend, weil dadurch z. B. über Nacht es zu einer Verlagerung des Schlammes in das Belebungsbecken kommt. Wenn also die Morgenspitze auf der Kläranlage ankommt, befindet sich die meiste Biomasse im Belebungsbecken.

- Fremdwasser und Regenwasser erhöhen nicht nur die hydraulische Belastung des Nachklärbeckens, und damit den Schwebstoffgehalt im Ablauf, sondern sie erniedrigen auch die BSB_5 Konzentration im Zulauf. Nachdem jedoch die Ablaufkonzentration in erster Linie eine Funktion des Schlammalters ist, muß prinzipiell mit steigender Zulaufverdünnung der Wirkungsgrad der Schmutzstoffentfernung zurückgehen.

2.3 Maßnahmen zur Beeinflussung der Wassermengenganglinien

Die Möglichkeiten der Beeinflussung der Wassermengenganglinie sind relativ begrenzt. Eine deutliche Verminderung der Spitzenzuflüsse ist nur durch die Anordnung von Abwasser-

speichern möglich. Leider ist es jedoch so, daß bei jeder Speicherung von Abwasser eine Reihe schwieriger Probleme auftreten, wie z. B. Absetzvorgänge, anaerobe Abbauvorgänge, Geruchsprobleme usw.. Bei Indirekteinleitern kann die Anordnung von Ausgleichsbecken durchaus sinnvoll sein, doch ist in der Regel hier nicht die Wassermenge, sondern die Schmutzfracht der entscheidende Faktor. Es gibt gewisse Ansätze Mischkanalnetze wassermengenmäßig durch Anordnung von Regelorganen zu bewirtschaften. Diese Maßnahme ist jedoch in erster Linie bei Regenwetterabflüssen von Bedeutung und kann nur in Ausnahmefällen zur Vergleichmäßigung des Trockenwetterabflusses herangezogen werden.

- Ganz wichtig erscheint es, den Eintritt von Fremdwasser in das Kanalnetz zu vermeiden. Bei größeren städtischen Kanalnetzen sind häufig ehemals vorhandene Oberflächengewässer in das Kanalnetz eingebunden. Hier ist zu überlegen, diese wieder zu renaturieren, d. h. in Oberflächengewässer umzuwandeln, wie dies z. B. zur Zeit die Stadt Zürich plant. Eine weitere wichtige Maßnahme ist die Beseitigung von Undichtigkeiten im Kanalnetz.

3. SCHMUTZFRACHTSCHWANKUNGEN (KOHLENSTOFFVERBINDUNGEN)

3.1 Parameter

Der BSB_5 ist ein Maß für die biologisch abbaubare Verschmutzung. Wegen der willkürlichen Festlegung des 5-Tage-Zeitraumes sind Bilanzierungen mit Hilfe des BSB_5 prinzipiell unmöglich. Bei Industrieabwässern (Indirekteinleitern) besteht häufig die Gefahr, daß beim BSB_5 Fehlbestimmungen auftreten, weil keine entsprechend adaptierten Bakterien im Verdünnungswasser vorhanden sind.

Der CSB ist ein Maß für die chemisch oxidierbare Verschmutzung. Dieser Parameter kann als

Energieparameter interpretiert werden, d. h. es müssen die Erhaltungssätze gelten und es können Bilanzen aufgestellt werden. Die Gefahren von Fehlbestimmungen sind insgesamt wesentlich geringer als beim BSB_5. In Verbindung mit dem BSB_5 ist anzunehmen, daß der CSB der künftige Leitparameter für die Bemessung sein wird.

Der TOC ist ein Maß für den Gehalt an organischem Kohlenstoff. Der größte Vorteil des TOC liegt in der Tatsache, daß es kontinuierliche Meßgeräte gibt. Damit ist er als Betriebsparameter besser geeignet als der CSB oder BSB_5. Für die Bemessung ist er weniger geeignet, weil hier auch Bilanzierungen sehr schwierig sind.

Von besonderer Bedeutung für die neuen Bemessungsvorstellungen ist die Information über den gelösten und ungelösten Anteil der Verschmutzung. Für die Bestimmung des gelösten Anteiles eignet sich nur die Membranfiltration, nicht jedoch normale Faltenfiltration. Menge und Zusammensetzung des ungelösten Anteils der Verschmutzung ist
o besonders wichtig für die Bestimmung der Überschußschlammproduktion. Von besonderem Interesse wäre der inerte ungelöste Anteil, für den es jedoch noch keine zuverlässige Bestimmungsmethode gibt.

3.2 Ursachen und Herkunft der Frachtschwankungen

Für die Bemessung ist sowohl die Schmutzfrachtganglinie über den Tag als auch die Veränderung der Schmutzfracht von Tag
o zu Tag von großem Interesse. Die Tagesmaxima der Schmutzfracht sind maßgebend für den Sauerstoffverbrauch für die Oxidation der Kohlenstoffverbindungen, die Minima sind von besonderer Bedeutung für die Denitrifikation und bei der biologischen Phosphorentfernung. Beim häuslichen Abwasser laufen Wassermengen und Konzentrationsganglinien etwa
o parallel. Dies bedeutet jedoch, daß die Schmutzfrachten über

den Tag stärker schwanken als die Wassermengen. Beim rein häuslichen Abwasser sind die Schwankungen primär durch die Lebensgewohnheiten der angeschlossenen Einwohner hervorgerufen. Trotzdem können auch vom Kanalnetz und den Indirekteinleitern starke Veränderungen der Schwankungen verursacht werden.

Die im vorigen Kapitel aufgezeigten Zusammenhänge zwischen Wassermenge und Kanalnetzausbildung gelten sinngemäß auch für die Schmutzfrachtganglinie. Darüber hinaus wirken sich jedoch auch andere Faktoren aus, die mit der Wassermenge direkt keinen Zusammenhang haben. So kommt es bei langen Fließzeiten in flachen Kanalnetzen vermehrt zu Ablagerungen verstärkter Hydrolyse und verstärkter Produktion von organischen Säuren, was wiederum Geruchsprobleme aus dem Abwasser hervorruft. Bei langen Sammlern mit großem Gefälle und guter Belüftung kommt es im Kanalnetz bereits zu einem teilweisen Abbau der biologisch leicht abbaubaren Abwasserinhaltstoffe, was vor allem hinsichtlich der biologischen Phosphorelimination und der Denitrifikation negative Folgen hat. Bei Mischkanalnetzen ist weiters zu beachten, daß es zu Beginn von Regenereignissen häufig zu einer Spülung des Kanalnetzes kommt. Je größer und flacher das Kanalnetz ist, desto ausgeprägter treten Frachtstöße zu Regenbeginn auf, was besonders bei Anlagen ohne Vorklärung Probleme verursachen kann.

Indirekteinleiter beeinflussen die Schmutzfrachtganglinie in ähnlicher Weise, wie dies bei den Wassermengen behandelt wurde. Die Zusammensetzung des Abwassers spielt jedoch eine ebenso wichtige Rolle wie die Wassermengen. Industrieabwässer, die überwiegend durch Kohlenstoffverbindungen verunreinigt sind und wenig Phosphor und Stickstoff enthalten, können die Nährstoffentfernung auf einer Kläranlage deutlich verbessern (Denitrifikation, biologische Phosphorentfernung). Besonders ungünstig wirken sich Industrieabwässer aus, die nur zu einer starken Aufhöhung der Ammoniumspitze beitragen.

3.3 Auswirkungen auf die Abwasserreinigung

Für die Bemessung nach dem Schlammalter ist die höchste Schmutzfracht über ein Schlammalter (z. B. 8 Tage) zur Zeit niedriger Abwassertemperaturen maßgebend. Durch entsprechende Auswertung von Betriebsprotokollen oder durch entsprechende Messungen sollten diese Daten bei jeder Neuplanung eruiert werden. Auch für die Beurteilung einer bestehenden Kläranlage hinsichtlich des Problemkreises Nitrifikation sollten derartige Untersuchungsergebnisse vorliegen.

Der Sauerstoffbedarf für die Oxidation der Kohlenstoffverbindungen ist unter anderem maßgebend für die Bemessung des Belüftungssystems und den erforderlichen Regelbereich (Maximum, Minimum). Hierbei ist zu beachten, daß sich Schwankungen in der gelösten Verschmutzung sehr rasch in einer Veränderung des Sauerstoffverbrauchs niederschlagen. Ungelöste Stoffe dagegen vergleichmäßigen den Sauerstoffverbrauch, weil der Schritt der Hydrolyse des adsorbierten Materials begrenzend für die Schwankungen wirkt. Insgesamt sind Bakterien in der Lage, organischen Kohlenstoff zu speichern und damit einen gewissen Ausgleich der Tagesganglinie herbeizuführen. Je größer das Schlammalter, desto geringer ist auch die Schwankung des Sauerstoffverbrauchs für die Kohlenstoffverbindungen. Großen Einfluß auf den Sauerstoffbedarf haben daher besonders Indirekteinleiter, die stoßweise überwiegend biologisch abbaubare Substanzen in das Kanalnetz abgeben. Es ist weiters darauf hinzuweisen, daß solche stoßweisen Belastungen mit gelösten Verbindungen zu einer Erhöhung der Ablaufkonzentration beitragen müssen, weil die Wachstumsgeschwindigkeit der Bakterien und damit auch die Abbaugeschwindigkeit pro Zeiteinheit ansteigen muß. Nach der Beziehung von Monod ist dies immer mit einem Anstieg der Ablaufkonzentration verbunden. Ein stoßweiser Anfall ungelöster Stoffe von Indirekteinleitern wirkt sich diesbezüglich meist wesentlich weniger aus.

3.4 Maßnahmen zur Verminderung des Einflusses von Schmutzfrachtschwankungen

Der Ausgleich von Tagesganglinien durch Ausgleichsbecken ist in seiner Wirkung auf die Abwasserreinigung noch relativ wenig untersucht worden. Auf der einen Seite kann man nachweisen, daß eine Verbesserung der Reinigungsleistung erzielt werden müßte. Es kommt aber bei jeder Stapelung von Abwasser zu anaeroben Abbauvorgängen, die einerseits die Gefahr von Geruchsbelästigungen stark erhöhen und andererseits auch das Auftreten von Blähschlamm im Belebungsbecken begünstigen. Erfolgversprechend ist der Einsatz von Ausgleichsbecken bei vielen Indirekteinleitern, wo eine gezielte Beeinflussung der Tagesganglinie erreicht werden kann. Jedoch sind auch dort die Folgeprobleme wie Absetzen und Geruchsentwicklung im Auge zu behalten. Eine noch verstärkte Beeinflussung kann man durch Vorreinigungsmaßnahmen bei den Industrie- und Gewerbebetrieben erreichen. Die mechanische Vorreinigung vermindert meist nur das Ablagerungsproblem in Kanalnetzen und den Primärschlammanfall auf der Kläranlage. Erst durch biologische Vorreinigungsmaßnahmen (aerob, anaerob) kann eine deutliche Entlastung der biologischen Reinigungsstufe bezüglich der Belastungsspitzen erreicht werden. Es ist jedoch dabei zu beachten, daß bei solchen Vorreinigungsmaßnahmen in der Regel nur die Kohlenstoffverbindungen drastisch reduziert werden, während die Stickstofffrachten (insbesondere bei anaeroben Vorreinigungsmaßnahmen) nicht wesentlich verändert werden. Insgesamt wirken sich daher solche Vorreinigungsmaßnahmen vorerst eher ungünstig auf die Stickstoffentfernung durch Denitrifikation aus. Biologische Vorreinigungsmaßnahmen bei nährstoffarmen biologisch gut abbaubaren Abwässern wirken sich vor allem günstig aus im Hinblick auf Geruchsprobleme im Kanalnetz und das Entstehen von Blähschlamm im Belebungsbecken der Kläranlage. Außerdem kann die Abhängigkeit der Kläranlage von den unterschiedlichen und wechselnden Produktionsverhältnissen in den Industriebetrieben deutlich verringert werden.

4. SCHWANKUNGEN DER STICKSTOFFFRACHTEN

4.1 Parameter

NH_4-N	Ammoniumstickstoff, gelöst
org.N	gelöster und ungelöster organischer Stickstoff (z. B. Harnstoff)
TKN	Kjeldahlstickstoff, NH_4-N + org.N
NO_3-N	Nitratstickstoff, im Zulauf selten vorhanden, und wenn, in der Regel durch Industrieabwasser verursacht, eventuell auch durch nitrathaltiges Fremdwasser

4.2 Herkunft und Ursachen der Frachtschwankungen

Im häuslichen Abwasser finden sich in der Regel starke Spitzen der TKN-Belastung durch die menschlichen Ausscheidungen (Morgen-, eventuell Abendspitze). Je nach den Bedingungen im Kanalnetz kommt es bereits dort zu einer Verschiebung von organischem Stickstoff zu Ammoniumstickstoff zufolge von Hydrolysevorgängen bei langen Fließzeiten. Ein Abbau von Stickstoff erfolgt praktisch nie im Kanalnetz.

Deutlichen Einfluß auf die Ganglinie der Stickstofffrachten können durch Indirekteinleiter sowie durch die Rückflüsse aus der Schlammbehandlung kommen. Besonders ungünstig auf die Nitrifikation wirken sich starke Ammoniumspitzenbelastungen aus, die vor allem durch Industrie- und Gewerbeabläufe verursacht werden können (z. B. Tierkörperverwertungsanstalten). Aber auch Fremdenverkehrsbetriebe und Raststätten von Autobahnen oder Seilbahnstationen können starke Stickstoffspitzenbelastungen hervorrufen.

4.3 Auswirkungen von Stickstofffracht-Ganglinien auf die Kläranlage

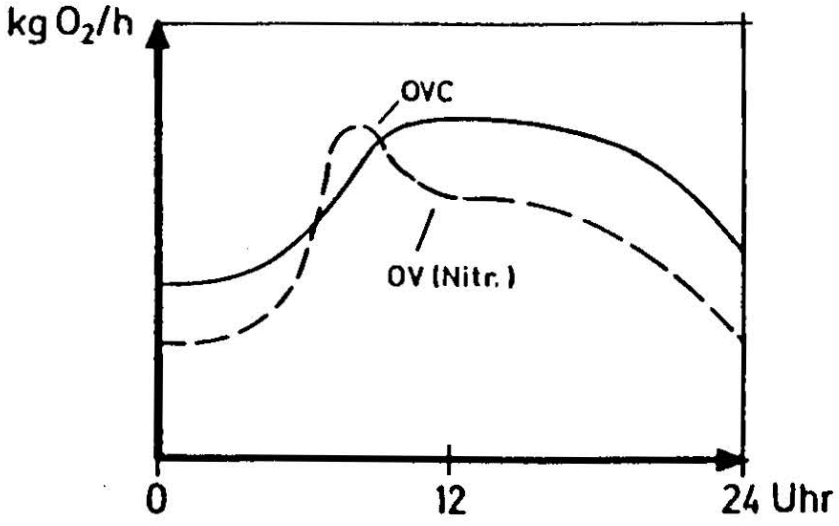
Nachdem heute in der Regel die Nitrifikation (bzw. Denitrifikation) maßgebend für die Bemessung ist, gewinnt bei hohen Anforderungen an den Wirkungsgrad das Wissen um die Schwankungen des Stickstoffgehaltes im Zulauf zunehmend an Bedeutung. Insbesondere bei dem Einsatz der dynamischen Simulationsrechnung ist eine gesicherte Ganglinie der Stickstofffrachten im Zulauf eine wesentliche Voraussetzung für richtige Ergebnisse.

Die mittlere Fracht an TKN über ein Schlammalter bestimmt die Menge der Nitrifikanten im biologischen System. Diese wiederum bestimmt die maximale Abbaukapazität der Anlage bei Spitzenbelastungen. Diese Ganglinien sollten auf 4 h-Mischproben, in der Tagesspitze besser 2 h-Mischproben, abgestützt sein. Im Gegensatz zu den Kohlenstoffverbindungen reagiert der Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation sofort auf Schwankungen der Ammoniumkonzentrationen, Ammoniumspitzen verursachen daher auch Spitzensauerstoffverbräuche im Belebungbecken.

Bei der Denitrifikation spielt das Verhältnis von Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffverbindungen zur Ganglinie des Kjeldahlstickstoffs eine wichtige Rolle. Wenn die beiden Ganglinien stark differieren (z. B. durch Industrieeinfluß), vermindert sich die Möglichkeit der Denitrifikation.

In der folgenden Abbildung sind die typischen Ganglinien für häusliches Abwasser für den Sauerstoffverbrauch für die

Oxidation der Stickstoffverbindungen (OV_N) und den Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffverbindungen (OVC) eingetragen.



Durch die Vorklärung verstärkt sich in der Regel die Schwankung des Sauerstoffverbrauches für die Kohlenstoffverbindungen über den Tag, weil weniger ungelöste Stoffe ins Belebungsbecken gelangen. Bei zweistufigen Belebungsanlagen gibt es häufig eine starke Verschiebung der Ganglinie des OV_C gegenüber der Ganglinie von OV_N. Diese ergibt sich dadurch, daß die erste Stufe zu einer starken Dämpfung der Schwankungen des Sauerstoffverbrauchs für die Kohlenstoffverbindungen führt, während die Ammoniumspitzen praktisch ungehindert die erste Stufe passieren. Aus diesem Grund ergeben sich bei zweistufigen Anlagen Probleme bei der Denitrifikation in der Tagesspitze. Bezüglich weitgehender Nitrifikation und Denitrifikation erscheinen daher einstufige Anlage ohne Vorklärung deutliche Vorteile zu haben.

Starke Schwankungen der Stickstofffrachten (z. B. durch den einsetzenden Fremdenverkehr zu Saisonbeginn) verursachen häufig einen Anstieg der Nitritkonzentration im Ablauf. Die Ursache dafür ist, daß die zwei Oxidationsstufen von Ammonium zum Nitrat aus dem Gleichgewicht geraten. Das selbe Phänomen kann bei raschem Absinken der Temperatur im Belebungsbecken (z. B. durch Schmelzwasser) auftreten.

Neben der Schwankung der Stickstofffracht kann auch die Stickstoffkonzentration im Zulauf eine bedeutende Rolle spielen, wenn die Alkalität des Abwassers für die Nitrifikation nicht ausreicht. In solchen Fällen muß man danach trachten, eine möglichst weitgehende Denitrifikation zu erreichen, weil dann nur die Hälfte der Alkalität gegenüber einer vollen Nitrifikation ohne Denitrifikation verbraucht wird. Bei der Einleitung von Industrieabwässern mit hohen TKN-Frachten ist dem Problem der Alkalität besondere Bedeutung zuzumessen. Auch der Einsatz von stickstoffhältigen Auftaumitteln für den Straßenverkehr ist aus den Gründen der Abwasserreinigung abzulehnen.

Sowohl für die Bemessung als auch für die Betriebsoptimierung bei der Stickstoffoxidation bzw. Stickstoffentfernung sind daher Ganglinien der Zulaufkonzentrationen über mindestens eine Woche die Voraussetzung für eine richtige Beurteilung der örtlichen Situation. Darüber hinaus müssen die Schwankungen der täglichen Ammoniumfracht über das Jahr betrachtet werden. Nur so ist es möglich, den ungünstigsten Fall für die Bemessung der Kläranlage festzustellen.

4.4 Maßnahmen zur Beeinflussung der Stickstoffganglinien

Eine primäre Möglichkeit die Ganglinie der Ammoniumkonzentration im Zulauf zu beeinflussen, ist eine gezielte Einleitung der Rückflüsse aus der Schlammbehandlung, die in der Regel hohe Stickstoffkonzentrationen aufweisen. Auch bei Indirekteinleitern mit hohen Stickstoffabstößen sollten durch entsprechende Maßnahmen des Rückhaltes und Ausgleichs die Ammoniumspitzen möglichst geglättet werden. Je höher die Anforderungen an die Nitrifikationsleistung und auch an die Denitrifikation gestellt werden, desto höheren Stellenwert bekommen diese Maßnahmen.

° Neben einer richtigen Bemessung spielt vor allem bei der Stickstoffentfernung der Betrieb der Kläranlage eine ganz entscheidende Rolle. Es ergibt sich daher in der Regel ein Optimierungsproblem für den Betrieb, für das eine gründliche Untersuchung der Zulaufganglinien unerläßlich ist.

5. SCHWANKUNGEN DER PHOSPHORFRACHTEN

5.1 Parameter

PO_4-P Phosphat-Phosphor (Orthophosphat) gelöstes Salz der Phosphorsäure

org.P Gehalt an organischem Phosphor sowohl gelöst wie auch ungelöst

TP = PO_4-P + org.P + komplex gebundener P

5.2 Herkunft und Ursache der Schwankungen

Phosphor ist in den menschlichen Ausscheidungen enthalten, daher gibt es im häuslichen Abwasser eine typische Ganglinie des Phosphorgehaltes. Phosphor ist in abnehmendem Maße ein Bestandteil von Waschmitteln. Damit können sich von Tag zu Tag deutliche Unterschiede in den Phosphorfrachten ergeben. Bei überwiegend häuslichem Abwasser ist in der Regel die Ganglinie der Kohlenstoffverschmutzung ähnlich der Ganglinie der Phosphorkonzentrationen. Nachdem es bei der Schlammbehandlung in der Regel zu Rücklösungen von Phosphor aus dem Schlamm kommt, wirkt sich dies auch auf die Tagesganglinie der Phosphorfrachten aus.

5.3 Auswirkungen auf die Abwasserreinigung

Bei der Phosphorentfernung durch Simultanfällung spielen in der Regel die Schwankungen des Phosphorgehaltes im Zulauf nur eine untergeordnete Rolle, weil es möglich ist, entsprechende Pufferkapazität für die Tagesspitzen im

Belebtschlamm vorzuhalten. Strebt man jedoch eine weitgehende Entfernung des Phosphors durch biologische P-Elimination an, so spielen die drei Ganglinien von Kohlenstoff-, Stickstoff- und Phosphorverbindungen eine entscheidende Rolle. Es ist daher zu erwarten, daß die Möglichkeiten der biologischen Phosphorentfernung sehr stark von Anlage zu Anlage unterschiedlich sind. Je ähnlicher die drei Ganglinien sind und je geringer insgesamt die Schwankungen, desto höher ist der Wirkungsgrad der biologischen Phosphorentfernung zu veranschlagen.

Indirekteinleiter haben häufig vergleichsweise geringe Phosphorabstöße. Bei sehr großen Indirekteinleitern ist sicherheitshalber zu prüfen, ob der Phosphorgehalt des häuslichen Abwassers für die ausreichende Versorgung des Belebtschlammes mit Phosphor ausreicht. Phosphormangel ist in der Regel eine wichtige Ursache für das Auftreten von Blähschlamm.

Für die Planung von Anlagen zur Phosphor- und Stickstoffentfernung sind daher die Ganglinien von Kohlenstoff-, Stickstoff- und Phosphorganglinien über mindestens eine Woche bei verschiedenen Lastbedingungen eine wichtige Voraussetzung für die Bemessung. Besonders ungünstig für die biologische Phosphorentfernung sind starke Schwankungen der Schmutzfracht (z. B. Wochenenden) während sich lange Fließzeiten im Kanalnetz bei geringem Gefälle wegen der dort auftretenden Versäuerung des Abwassers günstig für die biologische Phosphorentfernung auswirken.

5.4 Maßnahmen

Für die Vergleichmäßigung der Phosphorfrachten über den Tag gelten sinngemäß die gleichen Maßnahmen wie für die Stickstoff- und die Kohlenstoffverbindungen. Ein besonderes Problem bei der biologischen Phosphorentfernung stellt die Schlammbehandlung dar, bei der es in der Regel zu einer

Rücklösung des Phosphors in das Trübwasser kommt. Hier sollte man versuchen, den Phosphor gezielt aus dem Abwasser zu entfernen um unnötige Phosphorkreisläufe in der Kläranlage zu unterbinden. Bei hohen Anforderungen an die Phosphorelimination ist in der Regel eine Kombination von Simultanfällung und biologischer Phosphorelimination der richtige Weg. Phosphorentfernung ist in der Regel ein Optimierungsproblem für den Betrieb und häufig kein zentrales Bemessungsproblem. Bei der Planung ist es in erster Linie entscheidend, die Regelungsmöglichkeiten für die Sauerstoffzufuhr den Erfordernissen des späteren Betriebes anzupassen.

6. TEMPERATUR

6.1 Ursachen der Schwankungen

Die Temperatur hat, wie bereits mehrfach erwähnt, sehr starken Einfluß auf die Aktivität der Bakterien. So verdoppelt sich die Aktivität der kohlenstoffaubbauenden Bakterien bei 10 oC Temperaturerhöhung, jene der Nitrifikanten bei etwa 7 oC Temperaturerhöhung. Es ist daher besonders wichtig, die Anforderungen an den Ablauf der Kläranlage an eine minimale Bemessungstemperatur zu binden. Dies ist insbesondere bei den künftig zu erwartenden sehr hohen Anforderungen von Bedeutung. Maßgebend ist die Temperatur im Belebungsbecken, die sich je nach Anlagenart und Bemessung deutlich von der Zulauftemperatur unterscheiden kann. Insgesamt ändert sich in der Regel die Temperatur sehr langsam, daher sind als Grundlage für die Bemessung Jahresganglinien der Temperatur von Bedeutung.

Die Temperatur des Abwassers wird von folgenden Einflüssen bestimmt:

- Temperatur des Trinkwassers und Warmwassereinsatz in den Haushalten
- Temperatur des eindringenden Fremdwassers
- Einleitungen von Kühlwässern aus Industriebetrieben
- Temperatur von Abwässern aus Industrie und Gewerbe

Die Temperatur im Belebungsbecken ist von folgenden Einflüssen abhängig:

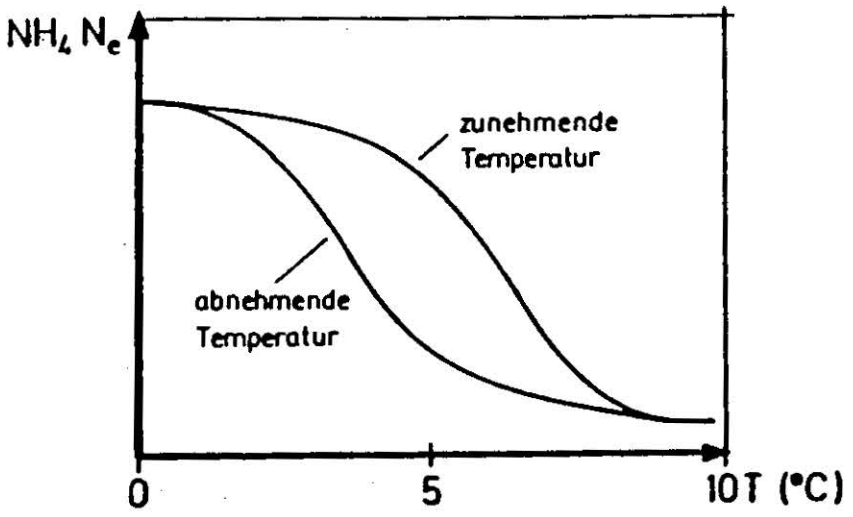
- Temperatur des anfallenden Abwassers
- Abkühlung im Kanalnetz
- Abkühlung in der Kläranlage selbst
- Biogene Erwärmung

Nachdem Energierückgewinnungsanlagen aus dem Abwasser in der Regel mit dem Ablauf von Kläranlagen betrieben werden, haben sie keinen Einfluß auf die Temperatur im Belebungsbecken. Es soll jedoch hier erwähnt werden, daß solche Anlagen sowohl so betrieben werden können, daß auf der Kläranlage die Wärmerückgewinnung erfolgt (zentrale Anwendung), oder daß das gereinigte Abwasser zu den Verbrauchern gepumpt wird, wo die Wärmerückgewinnung an der Verbrauchsstelle erfolgt.

6.2 Die Wirkung von Temperaturschwankungen auf den Abwasserreinigungsprozeß

Besonders bei Anlagen zur Nitrifikation spielt die Änderung der Temperatur eine ganz entscheidende Rolle. Beim Übergang von der warmen Jahreszeit zur kalten Jahreszeit (Herbst) gibt es einen Vorrat an nitrifizierenden Bakterien in den sauerstofffreien Beckenteilen (Denitrifikationszonen, Nachklärbecken), sodaß der Rückgang der Nitrifikation langsamer erfolgt als der Temperaturrückgang es erwarten ließe. Bei verlorengegangener Nitrifikation im Winter dauert

die Rückgewinnung der Nitrifikation deutlich länger als es aufgrund des Temperaturanstieges erwartet werden könnte, weil auch alle sauerstofffreien Zonen mit Nitrifikanten versorgt werden müssen. Dieses Phänomen ist in der folgenden Abbildung 3 dargestellt, wobei ein konstantes Schlammalter zugrunde gelegt wurde, das bei sehr niedrigen Temperaturen nicht mehr für eine gesicherte Nitrifikation ausreicht.



- Starke Temperaturschwankungen führen mitunter zu einem vermehrten Auftreten von Nitrit, insbesondere bei raschem Temperaturanstieg nach einem teilweisen Verlust der Nitrifikation zufolge zu niedriger Temperaturen.

- Niedrige Temperaturen verschieben auch das Verhältnis zwischen Sauerstoffverbrauch und Überschußschlammanfall in Richtung vermehrtem Überschußschlammanfall. Dies bedeutet, daß im Winter bei niedrigen Temperaturen das Schlammalter zurückgeht. Auch die Denitrifikation und die biologische Phosphorentfernung werden mit sinkender Temperatur deutlich langsamer.

In Fließgewässern ist die Gefahr von Sauerstoffmangel und der Toxizität von Ammonium bei höheren Temperaturen entscheidend höher als bei niedrigen Temperaturen. Es erscheint daher gerechtfertigt, während der Winterzeit niedrigere Anforderungen an die Nitrifikation zuzulassen.

Wenn nicht Probleme durch Geruchsbelästigung im Kanalnetz zu erwarten sind, sollte man bei der Begrenzung der Abwassertemperatur für Indirekteinleiter unter Umständen höhere Temperaturen durchaus zulassen, weil sie zu einer Aufhöhung der Temperaturminima auf der Kläranlage beitragen.

6.3 Maßnahmen zur Verminderung der Abkühlung auf der Kläranlage

Die Abwassertemperatur läßt sich im allgemeinen nur unwesentlich durch technische Maßnahmen beeinflussen. Auch die biogene Erwärmung ist in erster Linie von der Schmutzfracht der Kohlenstoffverbindungen abhängig. Die biogene Erwärmung kann berechnet werden, indem man einen Wärmegewinn von 14 MJ/kg Sauerstoffverbrauch (OV_C) ansetzt.

Die einzige Größe, die man durch technische Maßnahmen beeinflussen kann, ist die Abkühlung auf der Kläranlage. Wie Untersuchungen gezeigt haben, erfolgt der überwiegende Teil der Abkühlung über die Verdunstung von den freien Oberflächen. Der Einfluß des Belüftungssystems dürfte nach diesen Untersuchungen (Mayr, 1985) vergleichsweise gering sein. Die Abkühlung kann also in erster Linie durch Verminderung der freien Oberflächen, sei es durch Vergrößerung der Beckentiefe oder vermehrt durch Abdeckung vermindert werden.

7. SCHADSTOFFE (SCHWERMETALLE, ORGANISCHE SCHADSTOFFE)

Als Schadstoffe sollen hier jene Stoffe verstanden werden, die

- prinzipiell oder wegen der großen Verdünnung auf der Abwasserreinigungsanlage nicht mehr entfernt werden können

und

- sich im Klärschlamm anreichern und dessen Rückführung in den natürlichen Stoffkreislauf verhindern.

Die bekanntesten Stoffe dieser Art sind die Schwermetalle und eine Reihe organischer, sehr abbauresistenter Stoffe (Dioxine, Furane etc.). Alle diese Stoffe sind heute, wenn auch in ganz geringen Konzentrationen, fast überall vorhanden und daher kurzfristig nicht mit technischen Mitteln beherrschbar. Aber prinzipiell muß dieses Problem bei der Abwasserentstehung angepackt werden. Noch relativ wenig Erfahrung gibt es über die Hauptemitenten von organischen Schadstoffen. Bei Indirekteinleitern ist meist eine Umstellung der Produktionsverfahren unerläßlich.

8. SALZE, ALKALITÄT

Salze gelangen auf unterschiedlichen Wegen in das Abwasser. Einmal enthält bereits Trinkwasser gewisse Salzkonzentrationen aus der Bodenpassage. Dabei sind die Härtebildner (Kalzium, Magnesium) für die Abwasserreinigung von besonderer Bedeutung (Nitrifikation). In den häuslichen Abwässern sind relativ große Chloridkonzentrationen enthalten, Sulfat kann bereits im Trinkwasser enthalten sein, ist jedoch in der Regel ein häufiger Inhaltstoff industrieller und gewerblicher Abwässer. Schwefelsäure und die Salze der Schwefelsäure gehören zu den meist angewendeten Chemikalien in der Industrie.

In der Regel sind die Salzkonzentrationen für die biologische Abwasserreinigung von geringer Bedeutung. Hohe Chloridkonzentrationen können vor allem das Korrosionsproblem verschärfen. Hohe Sulfatkonzentrationen sind bei der Schlammfaulung für den H_2S-Gehalt des Gases mitverantwortlich. Hohe Temperaturen und hohe Sulfatkonzentrationen (von Industrieabwässern) sind vor allem gefährlich, wenn anaerobe Zustände im Kanalnetz oder auf der Kläranlage auftreten. Es kommt zur Sulfatreduktion, die mit Schwefelwasserstoffbildung und Geruchsentwicklungen einher geht. Bei der aeroben Oxidation von Schwefelwasserstoff, die ebenfalls ein bakterieller

Prozeß ist, entsteht Schwefel und schließlich wieder Sulfat. Die Folge des Oxidationsschrittes sind Korrosionsprobleme, speziell im Bereich zwischen aeroben und anaeroben Gebieten (Kanalisation, verbindende Leitungen, Überfallkanten).

Ein Rückhalt von Salzfrachten bei Industriebetrieben ist meist sehr kostenintensiv. Als mögliche Verfahren können die Eindampfung mit Rückgewinnung der Salze und die Umkehrosmose genannt werden.

In Gebieten geringer Wasserhärte, z. B. in Gebieten mit saurem Grundgebirge, reicht die Alkalität des Abwassers häufig nicht für eine volle Nitrifikation des Ammoniumstickstoffs aus. Durch Denitrifikation des Stickstoffs kann der Bedarf an Alkalität deutlich reduziert werden. Dennoch gibt es Fälle, bei denen auch bei weitgehender Denitrifikation eine Erhöhung der Alkalität durch eine Kalkdosierung durchgeführt werden muß.

9. AUFWAND FÜR VORUNTERSUCHUNGEN

Der erforderliche Aufwand für Voruntersuchungen für Planungsaufgaben hängt von mehreren Faktoren ab wie z. B.:

- Anforderungen an die Ablaufgüte (Überwachungswerte)
- Anforderungen an die Sicherheit der Einhaltung der Ablaufgüte
- Möglichkeiten der Datenerfassung
- Einfluß der zukünftigen Entwicklung (absehbar, nicht absehbar)
- Größe des Projektes
- Einfluß der Indirekteinleiter
- Möglichkeit von Vorreinigungsmaßnahmen bei Indirekteinleitern
- Planungsstadium (Studie, Vorprojekt, Entwurf, Einreichung, Detailprojekt)

Allgemein gilt, daß je höher die Anforderungen sind, desto mehr gesichertes Datenmaterial erforderlich wird. Bei Erweiterungsplanungen sind alle Möglichkeiten der Erhebungen zu nützen. Bei Neuplanungen ist es häufig wesentlich schwieriger an gesicherte Daten heranzukommen. Speziell bei großen Bauvorhaben sind Daten über lange Zeiträume statistisch auszuwerten, um zu den Dimensionierungsgrundlagen zu kommen.

Als Mindesterfordernis für eine richtige Planung kann eine Wochenuntersuchung gelten mit Ganglinien für den CSB, BSB_5, die Stickstoff- und Phosphorkomponenten sowie Tagesmittelwerte für Alkalität und Temperatur.

Für die Voruntersuchungen sollten Kosten von etwa 0,2 - 1 % der Bausumme als angemessen betrachtet werden. Bei sehr kleinen Anlagen mitunter auch höhere Kosten. Bei der Wahl von Anlagen mit gleichzeitiger Schlammstabilisierung können wegen der großen Sicherheit hinsichtlich des Einhaltens der Abwasserreinigungsziele die Voruntersuchungen etwas geringer gehalten werden. Je größer die Anlage, desto wichtiger sind die Vorerhebungen und je höher die Qualitätsziele gesetzt werden, desto wichtiger sind die Ganglinien gegenüber den Tagesmittelwerten.

Im Betrieb erfordert die Optimierung des Kläranlagenbetriebes ebenfalls einen erheblichen Aufwand an zusätzlicher Analytik, wenn auch über begrenzte Zeit. Je höher die geforderte Reinigungsleistung, desto wichtiger wird die Optimierung des Betriebes gegenüber der Planung. Im Hinblick auf die Tatsache, daß in Zukunft damit zu rechnen sein wird, daß die Betreiber von Kläranlagen von sich aus verpflichtet sind, die Anlage laufend an den Stand der Technik anzupassen, werden regelmäßige gründliche Untersuchungen der Wirkungsweise der Kläranlage immer wichtiger. Auch hier sind detaillierte Untersuchungen über

mindestens ein Schlammalter mit Wochen- und Tagesganglinien während der Zeit der höchsten Belastung als Entscheidungsgrundlage anzusehen. Nur auf diese Weise kann rechtzeitig eine drohende Überschreitung der Konsenswerte verhindert werden.

Verfasser:
o.Prof.Dipl.-Ing.Dr. H. Kroiß
Institut für Wassergüte und
Landschaftswasserbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien
Tel. 0222/58801-3148 DW

BEMESSUNG VON BELEBUNGSANLAGEN

W.v.d.Emde, W.Gujer, L.Huber,
K.H.Krauth und P.Schleypen

Für die Bemessung von Belebungsanlagen wird von der Abwassertechnischen Vereinigung das Arbeitsblatt A 131 "Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen mit Anschlußwerten über 10 000 Einwohnergleichwerten" empfohlen. Dieses Arbeitsblatt wurde 1981 veröffentlicht. Inzwischen werden höhere Anforderungen an die Abwasserreinigung gestellt. Weitere höhere Anforderungen sind zukünftig zu erwarten. Der ATV-Arbeitsausschuß 2.6 "Aerobe Abwasserreinigungsverfahren" hat sich daher die Aufgabe gestellt, das Arbeitsblatt A 131 neu zu bearbeiten. Aus Mitgliedern des Ausschusses wurde eine Arbeitsgruppe gebildet, die einen Vorschlag für die Bemessung der Belebungsbecken für die Neufassung des Arbeitsblattes A 131 vorlegen soll. Im Rahmen dieses Referates wird über den Stand unserer Beratungen berichtet, soweit es vor allem die Bemessung von Belebungsanlagen zur Nitrifikation/Denitrifikation betrifft. An einem praktischen Beispiel wird die Bemessung demonstriert.

1. BEMESSUNGSGRÖSSEN

In der Arbeitsgruppe bestand sofort Übereinstimmung, daß die maßgebende Bemessungsgröße für Anlagen zur Nitrifikation/Denitrifikation das Schlammalter (t_s) ist. Auch ein von Prof. BÖHNKE angeregter und von der Oswald Schulze-Stiftung finanziell unterstützter Erfahrungsaustausch deutschsprachiger Hochschulen über die "Bemessung der Stickstoffelimination in der Abwasserreinigung" (Korrespondenz Abwasser Oktober 1988) kommt zur gleichen Feststellung. Eine Bemessung nach der

Stickstoff-Schlammbelastung ist daher nicht zielführend. Als Hilfsgrößen für die Berechnung des Rauminhaltes von Belebungsbecken dienen jedoch weiterhin die BSB_5-Schlammbelastung B_{TS} und die BSB_5-Raumbelastung B_R.

Beim Schlammalter, das angibt wie lange im Durchschnitt eine Belebtschlammflocke im Belebungsbecken verbleibt, wird die Schlammproduktion in die Bemessung einbezogen. Diese läßt sich bei bestehenden Anlagen durch die Menge der Feststoffe im Überschußschlamm und aus den abfiltrierbaren Stoffen im Ablauf ermitteln. Das Schlammalter ergibt sich zu:

$$t_s = \frac{\text{Masse der Feststoffe im Belebungsbecken in kg}}{\text{Schlammproduktion an Feststoffen in kg/d}} \text{ in d}$$

$$t_s = \frac{TS_R \cdot V_{BB}}{Q_{\ddot{U}S} \cdot TS_{\ddot{U}S} + Q \cdot TS_e} \text{ in d} \quad \text{bzw.} \quad t_s = \frac{TS_R}{\ddot{U}S_R} \text{ in d}$$

$$\ddot{U}S_R = c \cdot B_R \text{ in kg/(m}^3\text{.d)}; \qquad c = c_B + c_P$$

Die Schlammproduktion der Raumeinheit $\ddot{U}S_R$ wird zweckmäßig aus der spezifischen Schlammproduktion c (kg TS/kg BSB_5) und aus der BSB_5-Raumbelastung ermittelt. Da zukünftig neben der Nitrifikation/Denitrifikation auch eine Phosphorentfernung gefordert wird, ist es zweckmäßig, neben dem Anteil c_B für die Entfernung von BSB_5 auch den Anteil von Fällungsprodukten bei einer Simultanfällung c_P bei der Berechnung der spezifischen Schlammproduktion c zu berücksichtigen.

Aus einem gewählten Schlammalter t_s, dem Feststoffgehalt des belebten Schlammes TS_R und der spezifischen Schlammproduktion c lassen sich die Schlammbelastung B_{TS} und die BSB_5-Raumbelastung B_R ermitteln:

$$B_{TS} = \frac{B_R}{TS_R} = \frac{\ddot{U}S_R}{c \cdot TS_R} = \frac{1}{c \cdot t_s} \quad \text{in kg/(kg.d)}$$

$$B_R = B_{TS} \cdot TS_R \quad \text{in kg/(m}^3\text{.d)}$$

Der Rauminhalt des Belebungsbecken V_{BB} ergibt sich aus der BSB_5-Fracht B_d und der Raumbelastung B_R zu:

$$V_{BB} = \frac{B_d}{B_R} \quad \text{in m}^3$$

2. BEMESSUNGSSCHLAMMALTER

Das Bemessungsschlammalter wird wesentlich durch den angestrebten Grad der Abwasserreinigung beeinflußt. Hierbei werden folgende Gruppen unterschieden:

- Abwasserreinigung ohne Nitrifikation
- Abwasserreinigung mit Nitrifikation
- Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Schlammstabilisierung
- Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Denitrifikation
- Zusätzliche Maßnahmen zur Phosphorentfernung

2.1 Abwasserreinigung ohne Nitrifikation

Für die Abwasserreinigung ohne Nitrifikation beträgt das maßgebende Schlammalter nach Tabelle 1 in Abhängigkeit von der Größe der Anlage 5 (bis 20 000 EGW) - 4 (über 100 000 EGW) Tage. Zwischenwerte sind abzuschätzen. Unter günstigen Bedingungen im Belebungsbecken, insbesondere bei ausreichend hoher Temperatur und genügender Sauerstoffversorgung, ist bei diesem Schlammalter zumindest zeitweise eine Teilnitri-

Tabelle 1: Minimales Schlammalter in Abhängigkeit des Reinigungszieles und der Anlagengröße (Zwischenwerte sind abzuschätzen).

Größe der Anlage	bis 20000 EW	über 100000 EW
Reinigungsziel	Zu wählendes minimales Schlammalter in Tagen	
Abwasserreinigung ohne Nitrifikation	5	4
Abwasserreinigung mit Nitrifikation (Bemessungstemperatur 10°C	10	8
Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Schlammstabilisierung	25	nicht empfohlen
Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Denitrifikation (Bemessungstemperatur 12°C)		
V_D/V_{BB} = 0,2	11	9
= 0,3	13	11
= 0,4	15	13
= 0,45	17	15

Tabelle 2: Mindestbelüftungszeit und Feststoffgehalte des belebten Schlammes

Reinigungsziel	min t(h)		TS_R (kg/m³)	
	TW	RW	mit VB	ohne
ohne Nitrifikation	2	1	2,5-3,3	-
mit Nitrifikation		1,5	2,5-3,3	4,5
Schlammstabilisierung				5
Phosphorentfernung			4,5	

fikation zu erwarten. Diese muß bei der Dimensionierung der Belüftung berücksichtigt werden.

2.2 Abwasserreinigung mit Nitrifikation

Damit bei Temperaturanstieg auf 12°C im Ablauf, nach Kälteperioden, bereits eine stabile Nitrifikation gewährleistet ist, ist es erforderlich, die Bemessungstemperatur auf 10°C festzulegen. Somit sind in Abhängigkeit von der Größe der Anlage folgende Mindestschlammalter zu wählen:

Anlagen unter 20 000 EW	t_s = 10 d
Anlagen über 100 000 EW	t_s = 8 d

Das Schlammalter muß vergrößert werden, wenn die Tagesganglinien der Stickstofffrachten untypisch hohe Belastungsspitzen (Größer 2,0 - 2,5 . Tagesmittelwerte) aufzeigen, wobei auch Belastungen aus der Schlammbehandlung mitberücksichtigt werden müssen. Das Gleiche gilt für außergewöhnliche hydraulische Belastungen, wenn mit maximalen Mischwasserzuflüssen gerechnet werden muß, bei denen der Schlammgehalt im Belebungsbecken während mehr als 6 h um über 25 % vermindert wird.

In der Literatur finden sich Hinweise für ein theoretisches Mindestschlammalter in Abhängigkeit von der Temperatur nach folgender Beziehung:

$$\min t_s \quad (f=1,0) = 2,13 \cdot 1,103^{(15-T)} \quad \text{in d}$$

Für eine Abwassertemperatur von 10°C errechnet sich dann das theoretische Mindestschlammalter zu 3,5 d. Für ein Bemessungsschlammalter von 10 d beträgt der Faktor f damit etwa 2,9 bzw. für t_s = 8 d - 2,3. Dieser Faktor ist allerdings nicht als Sicherheit zu betrachten, sondern beinhaltet Schwankungen der Stickstofffracht, Einflüsse von geringen Ammoniumkonzentrationen, mangelnden Sauerstoffgehalten, schwankenden pH-Werten usw. Ähnliche Werte für den Faktor f

wurden auch vom Erfahrungsaustausch der Hochschulen veröffentlicht.

2.3 Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Schlammstabilisierung

Ist eine Reinigung ohne Vorklärung bei gleichzeitiger Stabilisierung des Schlammes vorgesehen, so ist für die Bemessung von einem Schlammalter von 25 d auszugehen. Bei länger anhaltenden niedrigen Temperaturen im Belebungsbecken vermindert sich der Stabilisierungsgrad des Schlammes. Dies ist bei der weiteren Behandlung des Schlammes zu berücksichtigen.

2.4 Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Denitrifikation

Nitrifizierende Bakterien vermehren sich nur unter aeroben Bedingungen. Mit zunehmendem Anteil des anoxischen Denitrifikationsbeckens am ganzen Belebungsbecken V_D/V_{BB} muß daher das Bemessungsschlammalter entsprechend Tabelle 1 vergrößert werden. Die in Tabelle 1 angegebenen minimalen Schlammalter für die Denitrifikation gewährleisten eine Nitrifikation ab 12°C. Kann bei Abwassertemperaturen unter 12°C auf Denitrifikation verzichtet werden und wird der Denitrifikationsteil mit verstopfungsfreien Belüftern ausgerüstet, so kann die Nitrifikation auch bei tieferen Temperaturen gewährleistet werden. Andernfalls ist das Schlammalter angemessen zu erhöhen. Ganz allgemein läßt sich das Schlammalter für die Denitrifikation wie folgt berechnen:

$$t_s \text{ (Nitrifikation/Denitrifikation)} = \frac{t_s \text{(Nitrifikation)}}{1 - V_D/V_{BB}} \text{ in d}$$

Bei Abwasserreinigung mit Nitrifikation und Denitrifikation ist die Größe des Denitrifikationsteiles in erster Linie abhängig von:

- der angestrebten Stickstoffentfernung

- dem Verhältnis des nitrifizierten Stickstoffs zum BSB_5 im Zulauf
- dem Anteil des schnell abbaubaren BSB_5 im Zulauf
- dem Schlammalter
- der Feststoffkonzentration TS_R im Belebungsbecken
- der Abwassertemperatur

Die folgenden Faktoren wirken sich weiterhin günstig auf die Denitrifikation aus:

- Verhältnis Stickstoff zu BSB_5 im Zulauf kleiner als 0,2, z.B. bei Zufluß von Abwasser aus Betrieben, die Nahrungsmittel und Getränke herstellen
- Fehlende Vorklärung (wenn es das Belüftungssystem zuläßt) oder kurze Vorklärzeit (z.B. 20 Minuten bei Trockenwetter)
- Verhältnis BSB_5-filtriert zu BSB_5-gesamt groß
- Ausbildung der vorgeschalteten Denitrifikation als Beckenkaskade
- Vorversäuerung des Abwassers
- Mengen- und Konzentrationsausgleich des Zulaufes (z.B. Mischbecken)

Die folgenden Faktoren wirken sich nachteilig auf die Denitrifikation aus, da sie z.B. den BSB_5, der für die Denitrifikation zur Verfügung steht, verringern:

- Hoher Fremdwasseranteil und Mischwasserzufluß
- Verminderung des schnell abbaubaren Anteiles des BSB_5 im Kanalnetz
- Lange Aufenthaltszeit im Vorklärbecken ohne Vorsäuerung
- Vorfällung
- Verhältnis von Stickstoff zu BSB_5 größer als 0,3 im Zulauf
- Verhältnis BSB_5-filtriert zu BSB_5-gesamt klein
- Zufuhr von gelöstem Sauerstoff zum Denitrifikationsbecken

- Zeitlich unterschiedliche Ganglinien von BSB_5 und N

Diese Faktoren können bei Denitrifikationsanlagen, die nach den folgenden Angaben bemessen werden, die Denitrifikation stark beschränken. Deshalb können für die Denitrifikationsleistung nur Richtwerte angegeben und keine Grenzwerte eingehalten werden.

Bei vorgeschalteter Denitrifikation werden zufließendes Abwasser, Rücklaufschlamm (externer Kreislauf) und nitrathaltiger belebter Schlamm (interner Kreislauf) in einem in Fließrichtung ersten Beckenteil (Denitrifikationsbecken) ohne Sauerstoffeintrag nur gemischt, sodaß der belebte Schlamm bei anoxischen Bedingungen in Schwebe gehalten wird. Dies gilt sinngemäß auch für Kaskadendenitrifikation, wo Denitrifikationsbecken und Nitrifikationsbecken einander abwechseln.

Bei simultaner Denitrifikation wechseln sauerstoffhaltige Zonen (Nitrifikation) und anoxische Zonen (Denitrifikation) räumlich und zeitlich ohne feste Trennung im Belebungsbecken ab. Das gilt sinngemäß auch für zeitlich intermittierende oder örtlich alternierende Denitrifikation.

Abhängig vom Anteil des Denitrifikationsbeckens (V_D) am ganzen Belebungsbecken (V_{BB}) und von günstigen Betriebsverhältnissen sowie dem Rücklaufverhältnis bei vorgeschalteter Denitrifikation können je kg BSB_5 0,05 - 0,15 kg Nitratstickstoff durch Denitrifikation entfernt werden (Tabelle 3). Die Berechnung der Tabelle 3 erfolgte nach der Gleichung:

$$\frac{NO_3\text{-}ND}{BSB_5} = 0{,}8 \cdot \frac{0{,}75 \cdot d_c}{2{,}9} \cdot \frac{V_D}{V_{BB}}$$

d_c (kg O_2/kg BSB_5 - siehe Tabelle 7)

Wobei der Faktor 0,8 berücksichtigt, daß in der Sauerstoffverbrauchsberechnung eine gewisse Sicherheit vorhanden ist.

Für die vorgeschaltete Denitrifikation wurden die Werte infolge des größeren Sauerstoffverbrauchs im ersten Becken erhöht.

Zusätzlich werden ca. 0,04 - 0,05 kg Stickstoff je kg BSB_5 für den Aufbau der Biomasse benötigt und im Überschußschlamm abgeführt. Der davon im Filtratwasser zurückgeführte Anteil ist zu berücksichtigen.

Tabelle 3: Bemessung der Denitrifikation für Trockenwetter und durchschnittliche Verhältnisse (kg Nitratstickstoff, der denitrifiziert werden kann pro kg zugeführten BSB_5 - T = 12°C).

Denitrifikation	vorgeschaltet	simultan
V_D / V_{BB}	Denitrifikationskapazität kg NO_3-N_D/kg BSB_5	
0,20	0,07	0,05
0,30	0,10	0,08
0,40	0,12	0,11
0,45	nicht empf.	0,12

Für eine teilweise Denitrifikation reicht ein Denitrifikationsanteil des gesamten Belebungsbecken von 20 % bei vorgeschalteter oder 25 - 30 % bei simultaner Denitrifikation, wenn der Anteil an schnellabbaubarem BSB_5 hoch ist. Wird eine weitergehende Denitrifikation angestrebt (z.B. als Folge von behördlichen Auflagen oder bei geringer Pufferkapazität des Abwassers um einer pH-Absenkung als Folge der Nitrifikation entgegenzuwirken oder bei geringem Anteil an

schnell abbaubarem BSB_5 im Zulauf) so ist diese bei Vergrößerung des Denitrifikationsteiles auf 30 bis höchstens 40 % bei vorgeschalteter und auf höchstens 50 % bei simultaner Denitrifikation in beschränktem Umfang möglich.

Bei vorgeschalteter Denitrifikation wird nitrifizierter Stickstoff (Nitrat) nur über die Rückführung im internen und externen Kreislauf in den Denitrifikationsteil geführt. Daher bestimmt das Rückführverhältnis (Rückführung zu Zulauf) die maximal mögliche Denitrifikation. Das erforderliche maximale Rückführverhältnis kann in Abhängigkeit der geplanten Denitrifikationsleistung aus Tabelle 4 bestimmt werden. Dabei sind Reserven für den Sommerbetrieb und den Tagesgang des Zulaufes vorzusehen.

Tabelle 4: Minimales Rückführverhältnis (Zulauf zu Rückführung im internen und externen Kreislauf) das eingehalten werden muß, um die angestrebte Denitrifikationsleistung (denitrifizierter Nitratstickstoff zu nitrifiziertem Stickstoff) einzuhalten.

angestrebte Denitrifikation in %	Minimal erforderliches Rückführverhältnis
33	0,5
50	1,0
67	2,0
80	4,0
85	6,0

Bei teilweiser vorgeschalteter Denitrifikation genügt ein Rückführverhältnis von 2. Wird eine weitergehende Denitrifikation angestrebt, sollte das Rückführverhältnis maximal 4 bis 6 betragen. Bei zu hohem Rückführverhältnis besteht die

Gefahr, daß zuviel gelöster Sauerstoff aus dem Nitrifikationsteil in den Denitrifikationsteil gelangt. Bei großem Denitrifikationsanteil (z.B. über 40 %) kann mit simultaner Denitrifikation eine weitergehende Denitrifikation erreicht werden, da der begrenzende Faktor der Rückführung entfällt. Bei Kaskadendenitrifikation gelten für das erforderliche Rückführverhältnis besondere Bedingungen.

Der vorgeschaltete anoxische Denitrifikationsteil soll durch eine Trennwand vom aeroben Nitrifikationsteil getrennt werden. Der Belebtschlamm muß im Denitrifikationsteil mit einer Umwälzung, ohne Sauerstoffeintrag, in Schwebe gehalten werden.

Belebungsbecken mit simultaner Denitrifikation werden vielfach als Umlaufbecken ausgebildet. Die Sauerstoffzufuhr ist dem Sauerstoffverbrauch anzupassen, damit entsprechend große sauerstoffhaltige und sauerstofffreie Zonen entstehen um die angestrebte Nitrifikation bzw. Denitrifikation zu erreichen. Als Signal für die Regelung des Sauerstoffeintrages kommen z.B. der Sauerstoffverbrauch oder die Konzentrationen von Sauerstoff, Nitrat und insbesondere Ammonium in Frage.

2.5 Maßnahmen zur Phosphorentfernung

Wenn bei Anlagen mit Nitrifikation (und Denitrifikation) gleichzeitig die Simultanfällung zur Phosphorelimination angewendet wird, sind die Fällungsprodukte bei der Ermittlung der Schlammproduktion getrennt zu erfassen und zusammen mit möglichen Hemmwirkungen der eingesetzten Fällmittel zu berücksichtigen:

- Z.B. wird für die Einhaltung von P-Überwachungswerten von 2 mg/l bei der Eisen- oder Aluminiumfällung ein Mol- Verhältnis von 1,5 empfohlen. Dies bedeutet, daß z.B. für 1 kg Phosphor 1,5 . 56/31 = 2,7 kg Eisen bzw. 1,5 . 27/31 = 1,3 kg Aluminium zugegeben werden müssen.

- Bei der Verwendung von Eisensulfat zur Simultanfällung kommt es zu einem gewissen Hemmeffekt für die Nitrifikation. Es wird empfohlen, in diesem Fall das Schlammalter (und damit die Belebungsbecken) um 10 % zu vergrößern.

Betriebsergebnisse verschiedener Belebungsanlagen zeigen, daß durch einen dem Belebungsbecken vorgeschalteten zusätzlichen anaeroben Beckenteil (zufließendes Abwasser und Rücklaufschlamm werden ohne Sauerstoffzufuhr nur gemischt) eine biologische Phosphorentfernung und ähnlich der Simultanfällung ein niedriger Schlammindex erreicht wird. Die Kontaktzeit von Abwasser und Rücklaufschlamm in dem Anaerob-Becken beträgt bei vorhandenen Anlagen etwa 1 - 3 h. Auch bei Anlagen mit simultaner Denitrifikation ist ein vorgeschaltetes Anaerob-Becken zweckmäßig.

Durch eine Kombination von biologisch-chemischer Phosphorentfernung können Fällmittel eingespart werden, dadurch wird die Aufsalzung der Vorfluter geringer und der Schlammanfall vermindert. Erfahrungsgemäß kann bei biologisch-chemischer Phosphorentfernung und weitgehender Denitrifikation (nitratarmer Rücklaufschlamm) die Fällmittelzugabe auf bis zu 50 % vermindert werden.

Auch wenn es heute mit der biologischen Phosphorentfernung nicht immer möglich ist Überwachungswerte für P von 2 mg/l auf Dauer einzuhalten, so sollte trotzdem die biologische Phosphorentfernung bei jeder Klärwerkserweiterung auf ihre Anwendbarkeit hin überprüft werden.

3. SÄUREKAPAZITÄT

Die Säurekapazität (Pufferungsvermögen gegenüber Säure) im Zulauf zur Kläranlage wird in erster Linie durch die Säure-

kapazität des Trinkwassers bestimmt und zusätzlich durch die Säurekapazität, die aus dem Ammoniumgehalt resultiert.

Bei der Nitrifikation wird Säure gebildet und die Säurekapazität des Abwassers vermindert. Bei der Denitrifikation wird die Hälfte der bei der Nitrifikation gebildeteten Säure abgebaut.Da jedoch die Nitrifikation Vorbedingung für die Denitrifikation ist, wird insgesamt auch durch denitrifizierten Stickstoff die Säurekapazität des Abwassers verringert. Auch bei der Zugabe von Metallsalzen bei der Simultanfällung wird Säure frei und damit die Säurekapazität reduziert. Das bei der Simultanfällung entfernte Phosphat (entspricht einer Säure) erhöht allerdings geringfügig die Alkalität des Abwassers.

Die Abnahme der Säurekapazität im Belebungsbecken ergibt sich zu:

$$SK_o - SK_e = 0{,}07(NH_4\text{-}N_o - NH_4\text{-}N_e + NO_3N_e) + 0{,}06\ Fe^3 + 0{,}04\ Fe^2 + 0{,}11\ Al^3 - 0{,}03(P_o\text{-}P_e)\ \text{in mmol/l}$$

(Alle Werte in mg/l - $NH_4\text{-}N_o$, $NH_4\text{-}N_e$ und $NO_3\text{-}N_e$ aus Stickstoffbilanz).

Die verbleibende Säurekapazität im Ablauf der Belebungsanlage sollte nicht kleiner als 1,5 mmol/l sein. Bei einem CO_2-Gehalt im Belebungsbecken von ca. 0,5 - 1,0 mmol/l ergeben sich dann minimale pH-Werte zwischen 6,6 und 6,9.

Der CO_2-Gehalt ist wiederum direkt abhängig von der Effektivität des Belüftungssystems. Aus Tabelle 5 sind die entsprechenden pH-Werte zu entnehmen.

Tabelle 5: pH-Werte im Belebungsbecken in Abhängigkeit von der Sauerstoffausnutzung in % und der Säurekapazität im Belebungsbecken.

SK in mmol/l	Sauerstoffausnutzung in %			
	6	9	12	18
	pH-Werte im Belebungsbecken			
1	6,9	6,7	6,6	6,5
1,5	7,1	6,9	6,8	6,7
2	7,2	7,0	6,9	6,8
2,5	7,3	7,1	7,0	6,9
3	7,4	7,2	7,1	7,0

Die verbleibende Säurekapazität ist für die Lastfälle Nitrifikation bei 10°C und Nitrifikation einschließlich Denitrifikation bei 12°C nachzuweisen.

4. SCHLAMMPRODUKTION

Als Folge der Schmutzstoffentfernung wird in Belebungsanlagen Schlamm produziert, der zum weitaus größten Teil als Überschußschlamm aus der Anlage abgezogen wird, teilweise aber auch als abfiltrierbare Stoffe über den Ablauf der Nachklärung ausgeschwemmt wird. Für die Dimensionierung einer Belebungsanlage nach dem Schlammalter ist die Schlammproduktion von Bedeutung. Für die Dimensionierung der Schlammbehandlung, sowie für den Betrieb der Anlage, interessiert der abzuziehende Überschußschlamm.

Die spezifische Schlammproduktion c (kg TS/kg BSB_5) setzt sich aus dem Anteil c_B aus der Elimination des BSB_5 und aus dem Anteil c_P der möglichen Fällungsprodukte aus der Ent-

fernung des Phosphors mittels der Simultanfällung zusammen. Bestimmend für die Schlammproduktion aus der Elimination des BSB_5 sind das Schlammalter, das Verhältnis TS_o/BSB_5, sowie die Temperatur. Aus der Tabelle 6 kann der c_B-Wert für 10°C entnommen werden.

Tabelle 6: Schlammproduktion c_B (kg TS/kg BSB_5) in Abhängigkeit von Schlammalter und TS_o (Membranfilter 0,45 µm oder Glasfaserfilter) zu BSB_5 im Zulauf bei 10°C.

t_s / TS_o/BSB_5	4	6	8	10	15	25 (d)
	spez.Schlammproduktion c_B (kg TS/kg BSB_5)					
0,4	0,74	0,70	0,67	0,64	0,59	0,52
0,6	0,86	0,82	0,79	0,76	0,71	0,64
0,8	0,98	0,94	0,91	0,88	0,83	0,76
1,0	1,10	1,06	1,03	1,00	0,95	0,88
1,2	1,22	1,18	1,15	1,12	1,07	1,00

Die Werte basieren auf:

$$\ddot{U}S_R = 0{,}6 \cdot p_R \, (TS_o + BSB_5) - 0{,}072 \cdot x \cdot TS_R \cdot 1{,}072^{(T-15)}$$

in kg/(m^3.d)

$$c_B = \frac{\ddot{U}S_R}{B_R} \quad \text{in kg TS/kg } BSB_5 \qquad t_s = \frac{TS_R}{\ddot{U}S_R} \quad \text{in d}$$

Bestimmend für die Schlammproduktion c_P aus der Simultanfällung ist die Art des Fällungsmittels und das molare Verhältnis der zudosierten Metallionen zum Phosphor der gefällt werden soll. Für ein molares Verhältnis von 1,5 Mol Metall pro 1 Mol Phosphor im Zulauf muß mit einer Schlammproduktion von 2,5 kg TS pro kg zudosiertes Eisen respektive 4 kg TS pro kg zudosiertes Aluminium gerechnet werden. Der

Wert c_P ergibt sich dadurch zu:

Bei Fällung mit Eisensalzen:

$$c_P = 6{,}8 \cdot \frac{P_{Gesamt} \text{ im Zulauf}}{BSB_5 \text{ im Zulauf}} \text{ in kg TS/kg } BSB_5$$

Bei Fällung mit Aluminiumsalzen:

$$c_P = 5{,}3 \cdot \frac{P_{Gesamt} \text{ im Zulauf}}{BSB_5 \text{ im Zulauf}} \text{ in kg TS/kg } BSB_5$$

Der Überschußschlamm ist bei biologischer Phosphorentfernung so weiterzubehandeln, daß rückgelöster Phosphor nicht mehr in das Abwasser gelangen kann.

5. SAUERSTOFFZUFUHR

Der Sauerstoffverbrauch der Mikroorganismen bei der Reinigung des Abwassers setzt sich zusammen aus dem

- Sauerstoffverbrauch zum Abbau der Kohlenstoffverbindungen und dem
- Sauerstoffverbrauch zur Oxidation der Stickstoffverbindungen.

Die spezifischen Sauerstoffverbrauchswerte für den Abbau der Kohlenstoffverbindungen (d_C) und die Oxidation der Stickstoffverbindungen (d_N) müssen getrennt aufgeführt werden. Aus der Summe der beiden Sauerstoffverbrauchswerte ist unter Berücksichtigung des Sättigungsdefizits die erforderliche spezifische Sauerstoffzufuhr (Sauerstofflast O_b) zu errechnen.

Tabelle 7: Spezifischer C-Sauerstoffverbrauch d_C in $kgO_2/kgBSB_5$

t_s	4	6	8	10	15	25 in d
T °C	d_C (kg O_2/kg BSB_5)					
10	0,83	0,94	1,05	1,15	1,32	1,52
12	0,87	0,99	1,10	1,21	1,37	1,58
15	0,92	1,08	1,20	1,30	1,46	1,60
18	1,00	1,17	1,30	1,38	1,54	1,60
20	1,05	1,22	1,35	1,44	1,60	1,60

Die Werte basieren auf:

$$OVC_R = 0,5 \cdot q_R \cdot BSB_5 + 0,24 \cdot x.TS_R \cdot 1,072^{(T-15)}$$

in $kg/(m^3.d)$

$$d_C = \frac{OVC_R}{B_R} \quad \text{in kg } O_2/\text{kg } BSB_5$$

Zusätzlich Stoßfaktor f_C für maximale Kohlenstoffbelastung:

t_s	4	6	8	10	15	25 in d
f_C	1,3	1,25	1,2	1,2	1,15	1,1

Der spezifische O_2-Verbrauch d_N für die Oxidation der Stickstoffverbindungen ist wie folgt zu berechnen:

$$d_N = (4,6 \cdot NO_3\text{-}N_e + 1,7 - NO_3\text{-}N_D)/BSB_5 \quad \text{in kg } O_2/\text{kg } BSB_5$$

Es sind die Lastfälle Nitrifikation bei 10°C und Nitirifikation einschließlich Denitrifikation bei 12°C und 20°C nachzuweisen. Liegen keine Messungen vor, so ist für die Berechnung der maximalen stündlichen Sauerstoffzufuhr bei Anlagen unter 20 000 EW ein Stoßfaktor von $f_N = 2,5$ und bei

Anlagen über 100 000 EW ein Wert von f_N = 2,0 für die maximale Stickstoffbelastung zu verwenden. Zwischenwerte sind abzuschätzen.

Der der Bemessung zugrunde liegende stündliche Sauerstoffverbrauch errechnet sich zu 1/24 des täglichen Sauerstoffverbrauchs. Extreme Belastungsspitzen sind gesondert zu berücksichtigen. Wenn für Abwasserreinigung ohne Nitrifikation in den Sommermonaten eine Nitrifikation zu erwarten ist, so sind die Werte für d_C um 1/3 zu erhöhen.

Aus der angestrebten Sauerstoffkonzentration im Belebungsbecken, der angenommenen Sauerstoffsättigungskonzentration und dem Sauerstoffverbrauch der Mikroorganismen läßt sich das erforderliche spezifische Sauerstoffzufuhrvermögen im Abwasser ermitteln. Soll dieses mit Belüftungsergebnissen in Reinwasser verglichen werden, sind letztere mit dem Sauerstoffzufuhrfaktor α (Werte zwischen 0,5 und 1,0 anzunehmen) zu multiplizieren.

Da in vielen Kläranlagen die maximale Stickstoffbelastung nicht gleichzeitig mit der maximalen Kohlenstoffbelastung auftritt, sind in der Regel die beiden Lastfälle: mittlere Stickstoffbelastung (f_N=1) bei maximaler Kohlenstoffbelastung und maximale Stickstoffbelastung bei mittlerer Kohlenstoffbelastung (f_C=1), nachzuweisen.

Die erforderliche spezifische Sauerstoffzufuhr (Sauerstofflast O_b) ist entsprechend dem erforderlichen Sauerstoffgehalt c_x in der belüfteten Zone wie folgt zu berechnen:

$$O_b = \frac{c_s}{c_s - c_x} \cdot (d_C \cdot f_C + d_N \cdot f_N) \qquad \text{in kg } O_2/\text{kg } BSB_5$$

Erforderlicher Sauerstoffgehalt:
Anlage ohne Nitrifikation: 2 mg/l
Anlage mit Nitrifikation: 2 mg/l
Anlage mit Nitrifikation und Schlammstabilisierung: 0,5 mg/l
Anlage mit Nitrifikation und
simultaner Denitrifikation: 0,5 mg/l

BEMESSUNGSBEISPIEL

Grundlagen:		
Abwasseranfall Q_d	4.000	m^3/d
Frachten Ablauf Vorklärung (t=1h):		
BSB_5-Fracht B_d	1.000	kg/d
Feststoff-Fracht $Q_d.TS_o$	800	kg/d
N - Fracht	220	kg/d
P - Fracht	56	kg/d
Konzentration Ablauf Vorklärung:		
BSB_5	250	mg/l
TS_o	200	mg/l
N_o (NH_4-N_o=35mg/l - orgN_o=20mg/l)	55	mg/l
P_o	14	mg/l
TS_o/BSB_5	0,8	-
N_o/BSB_5	0,22	-
P_o/BSB_5	0,056	-
Säurekapazität SK_o	7,3	mmol/l
Belebungsbecken:		
gewählt: V_D/V_{BB}(vorgesch.Denitrifikation)	0,3	-
t_s für T=12°C (Schlammalter)(Tab.1)	13	d
C_B (Tab.6)	0,85	kg/kg
$C_p = 6,8.P_o/BSB_5 = 6,8.0,056$	0,38	kg/kg
$C = C_B + C_p$ (spez.Schlammproduktion)	1,23	kg/kg
für $FeSO_4$-Zugabe t_s 10% größer		
$B_{TS} = 1/(1,1.C.t_s) = 1/(1,1.1,23.13)$	0,057	kg/(kg.d)
TS_R (für Simultanfällung)	4,5	kg/m^3
$B_R = 4,5.0,057$	0,26	$kg/(m^3.d)$
V_{BB} = 1000:0,26 (Belebungsbecken)	3.850	m^3
Stickstoffentfernung		
N(ÜS) = 0,05.250	12,5	mg/l
NO_3-N_D = 0,10.250 (T=12°)(Tab.3)	25,0	mg/l
N_e = 55-12,5-25	17,5	mg/l
NO_3-N_e = 17,5-2,5 (orgN+NH_4-N)	15	mg/l
η_{DN}=NO_3-$N_D/(NO_3$-N_e+NO_3-$N_D)$=25/(15+25)	63	%
gewählt:RV(int+ext)=1+1(Winter)-2+1(Sommer)(Tab.4)		
η_N = (55-17,5)/55	68	%
η_N (ohne org.N_e) = (55-15-1,5)/55	70	%

Fällmittelzugabe		
$FeSO_4$ = 2,7.5.14	189	g/m^3
Abnahme Säurekapazität		
T=10° nur Nitrifikation		
SK_o-SK_e = 0,07(NH_4-N_o - $NH_4-N_e+NO_3-N_e$)=0,07(35+40)	5,25	mmol/l
= 0,04Fe^2 = 0,04.2,7.14	1,51	"
= 0,03(P_o - P_e) = 0,03.(14-2)	- 0,36	"
SK_o-SK_e = 5,25 + 1,51 - 0,36	6,40	"
verbleibende Säurekapazität SK_e=7,3-6,4	0,9	"
T = 12° - Nitrifikation/Denitrifikation		
SK_o-SK_e = 0,07(36+15)	3,5	mmol/l
= 3,5+1,51-0,36	4,65	"
SK_e = 7,3-4,65	2,65	"
Sauerstoffzufuhr O_b		
max.C-Belastung - 10°		
d_c (10°) t_s=13d (Tab.7)	1,25	kg/kg
f_c (Stoßfaktor)	1,18	-
d_N = ($4,6.NO_3-N_e$)/BSB_5 = 4,6.40/250	0,736	kg/kg
f_N (Stoßfaktor)	1,0	-
O_b = $C_s/(C_s-C_x).(d_c.f_c+d_N.f_N)$		
= 11/(11-2).(1,25.1,18+0,736.1,0)		
= 1,22(1,48+0,736)	2,7	kg/kg
max.N-Belastung - 10°		
f_N (Stoßfaktor)	2,5	-
O_b = 1,22(1,25.1,0+0,736.2,5)		
= 1,22(1,25+1,84)	3,8	kg/kg
max.C-Belastung - 20°		
d_c(20°) t_s=10d (Tab.7)	1,44	-
NO_3-N_D = 1,44.25/1,3	28	mg/l
d_N = (4,6.12+1,7.28)/250	0,41	kg/kg
O_b = 9/(9-2).(1,44.1,2+0,41.1,0)		
= 1,28(1,73+0,41)	2,7	kg/kg
max.N-Belastung - 20°		
f_N (Stoßfaktor)	2,5	-
O_b = 1,28(1,44.1,0+0,411.2,5)		
= 1,28(1,44+1,03)	3,2	kg/kg

Bemessungsgrundlagen

1. Auswertung vorhandenen Datenmaterials

Eigenüberwachung: mind. 3 aufeinander folgende Monate höchster Belastung (z.B. Wintermonate) + zukünftige Entwicklung.

1.1. Abwasserzufluß - maßgebend Arbeitstage

Trennkanalisation:

Q_d (m^3/d) bzw. max.Q (m^3/h) in 99 % der Fälle unterschritten

Mischkanalisation:

Q_d (m^3/d) TW in 85 % der Fälle unterschritten

1.2. Abwasserverschmutzung

für Nitrifikanten: t_s aus Mittelwert der Woche mit max. BSB_5-F (kalte Jahreszeit)

6 Tagesganglinien (2h-Mischproben) NH_4-N-Frachten gleichzeitig 2 Ganglinien TKN-F Zulauf Bel.Becken

für Kohlenstoffatmung BSB_5-CSB-Frachten Arbeitstage in 85 % unterschritten.

2. Rechnerische Ermittlung aus Kennwerten

(nur wenn kein Datenmaterial vorliegt)

2.1. Abwasserzufluß

$Q_t = Q_h + Q_g + Q_i + Q_f = Q_s + Q_f$

$Q_h = 0{,}0041/(s.E)$; $Q_g + Q_i = 0{,}51/(s.ha)$;

$Q_f = 0{,}151/(s.ha)$

2.2. Abwasserverschmutzung

Einwohnerbezogene Frachten g/(E.d)

Vorklärung	BSB_5	CSB	abf.St.	N*	P
ohne	60	120	70	12	3
0,5-1 h	50	100	40	10	2,5
1,0-1,5h	45	90	35	10	2,5
1,5	40	80	30	10	2,5

* Frachten können sich im Zulauf des biologischen Teils bis über 20 % erhöhen bei Rückführung von Trübwasser, Filtrat o. Zentrat.

BELÜFTUNGSSYSTEME

W. Frey

1. EINLEITUNG

Durch die biologische Abwasserreinigung soll ein möglichst vollständiger Abbau der im Abwasser enthaltenen fäulnisfähigen organischen Stoffe erreicht werden. Hierfür werden die im natürlichen Gewässer stattfindenden Selbstreinigungsvorgänge auf kleinem Raum in konzentrierter Form für die Abwasserreinigung eingesetzt. Bei den aeroben Verfahren benötigen die Mikroorganismen für ihre Lebenstätigkeit Sauerstoff, der beim Belebungsverfahren durch das Belüftungssystem zugeführt werden muß. Prinzipiell ist zwischen Druckluftsystemen und Oberflächensystemen zu unterscheiden.

2. GRUNDLAGEN DER SAUERSTOFFZUFUHR

Der Sauerstofftransport aus der Gasphase in das Abwasserbelebtschlammgemisch läßt sich vereinfacht in folgende Abschnitte gliedern:

- Transport des Gasmoleküls aus der Luft an die Konzentrationsgrenzschicht
- Diffusion durch die gasseitige Konzentrationsgrenzschicht
- Durchtritt durch die Phasengrenzschicht
- Diffusion durch die flüssigkeitsseitige Konzentrationsgrenzschicht
- Transport in das Innere der Flüssigkeit bis zur Belebtschlammflocke
- Transport durch die Zellmembran der Mikroorganismen

Zur Beschreibung der Kinetik von Teilen dieses Vorganges gibt es verschiedene theoretische Ansätze z.B. das Zweifilmmodel (LEWIS und WHITMEN 1923), das Penetrationsmodel (HIGBIE 1935) oder das Oberflächenerneuerungsmodel (DANCKWERTS 1951) usw. Mit diesen Modellen ist eine theoretische Behandlung des Stoffaustausches in Zweikomponentensystemen möglich. Mit ihrer Hilfe ist es möglich, die wesentlichen Einflußfaktoren auf den Sauerstoffübergang zu erkennen. Es zeigt sich, daß neben den bekannten Einflußgrößen wie Konzentrationsgefälle, Druck und Temperatur die Eigenschaften der Phasengrenzfläche (Größe, Turbulenz und Existenzdauer) für den Stofftausch von Bedeutung sind. Außerdem ist ein Einfluß der Grenzflächenform und damit der Hydrodynamik der Blasen und Tropfen zu bemerken. Aufgabe des Belüftungssystems ist es also eine möglichst große Grenzfläche zwischen der Gas- und der Flüssigphase zu erzeugen, sowie eine große Turbulenz und Existenzzeit zu gewährleisten. Der Forderung der langen "Aufenthaltszeit" läuft jene nach einer großen Konzentrationsdifferenz entgegen.

2.1 Einfluß von Wasserinhaltsstoffen

Die Sauerstoffzufuhr von Belüftungssystemen wird heute in der Regel noch in Reinwasser mit etwa Trinkwasserqualität bestimmt. Durch Inhaltstoffe des Abwassers (Salze, Detergentien, usw.) wird der Sauerstoffeintrag verändert. Es ist üblich, die Verhältniswerte

$$\alpha = k_La \text{ (Betriebsbedingungen)}/k_La\text{(Reinwasser)}$$

und

$$\beta = cs\text{(Betrieb)}/cs\text{(Reinwasser)}$$

anzugeben. Nach einer Arbeit von ZOLKARNIK (1980) beeinflussen Salze den α-Wert von Oberflächenbelüftern nicht. Bei Druckluftsystemen mit sehr feinen Blasen

dagegen wird der α-Wert positiv beeinflußt.

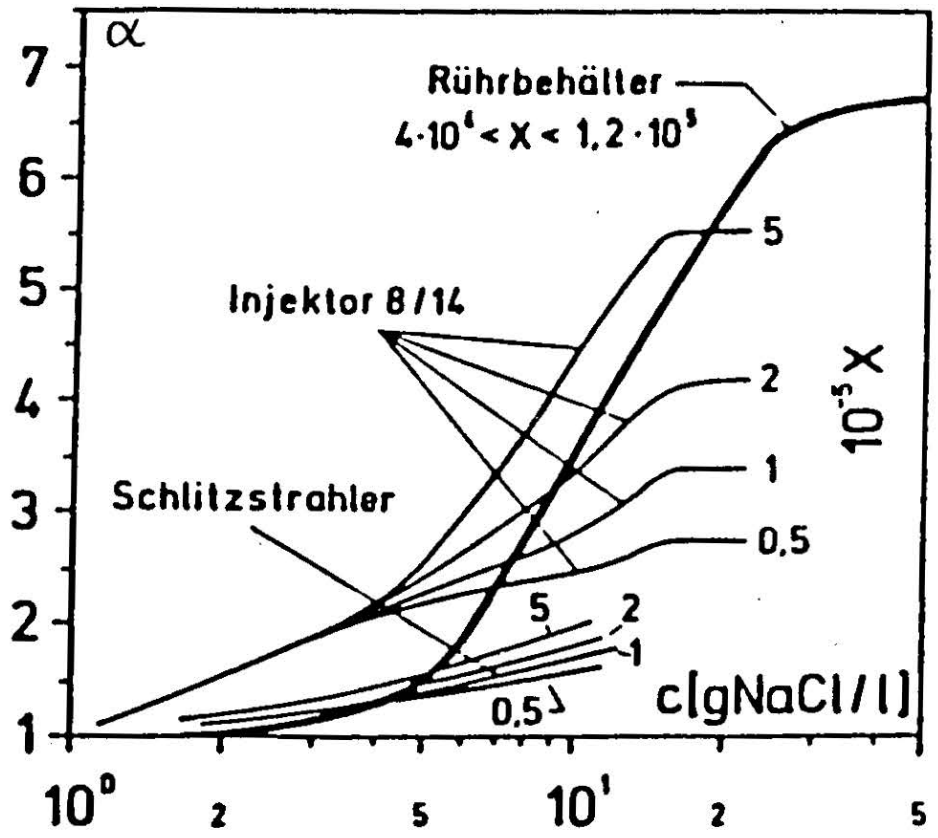


Abb.1: α-Wert in Abhängigkeit der Salzkonzentration (aus ZOLKARNIK 1979)

Die Ursache dafür ist, daß das Salz die Eigenschaft des Flüssigkeitsfilmes zwischen zwei Blasen so verändert, daß es immer weniger zur Vereinigung (Koaleszenz) von kleinen Blasen zu größeren kommt. Rohr- und Dombelüfter erzeugen zwar feine Primärgasblasen, doch koaleszieren diese wegen der relativ hohen Belastung des Belüftungsquerschnittes und wegen der einschnürenden Flüssigkeitsströmung um den Belüfter unmittelbar nach ihrer Erzeugung. Das heißt, daß bei Belüftern dieses Typs auch in Koaleszenz gehemmten Stoffsystemen bei größeren Gasdurchsätzen die Luftblasen eher zusammenlaufen als bei Injektoren, wo feine Primärgasblasen schnell in den Flüssigkeitskörper eingemischt werden und da-

durch eine Blasenkoaleszenz hintangehalten wird.

Der Abminderungsfaktor ß für den Sauerstoffsättigungswert ist in kommunalem Abwasser von untergeordneter Bedeutung und kann für praktische Anwendungsfälle = 1 gesetzt werden.

Grenzflächenaktive Stoffe (Detergentien) lagern sich an den Grenzflächen Luft/Wasser an. Je ungestörter und je länger eine Grenzfläche besteht, desto mehr vernetzen sich die grenzflächenaktiven Moleküle miteinander. Der Sauerstoffdurchgang durch diese Grenzfläche wird durch die angelagerten Substanzen behindert, womit $\alpha < 1$ wird. (Behinderung der Oberflächenerneuerung und Turbulenz an der Phasengrenze).

Für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren bedeutet dies, daß der α-Wert mit zunehmender Reinigungsleistung (Abnahme bzw. Abbau der oberflächenaktiven Stoffe) ansteigt.

Die Moleküle der grenzflächenaktiven Stoffe können sich so gut miteinander vernetzen, daß sie die Blase quasi in Kugelform halten. Bei größeren Blasen ändert sich ständig die Form der Blase; hierdurch entsteht Bewegung in der Grenzfläche, grenzflächenaktive Stoffe können sich nicht vernetzen, der Sauerstoffdurchgang wird weniger behindert (α nur unwesentlich < 1). Ähnlich verhält es sich mit Wassertropfen, die von den Oberflächenbelüftern durch die Luft geworfen werden. Die Tropfen verändern ständig ihre Form und die Flugzeit des Tropfens ist vergleichsweise kurz, sodaß auch nicht genügend Zeit für die Vernetzung der Detergentien an der Grenzfläche vorhanden ist. Der α-Wert von Oberflächenbelüftern ist daher nahe 1.

Es ist anzumerken, daß nicht nur Detergentien als grenzflächenaktive Substanzen wirken, sondern daß auch Bakterienschleime grenzflächenaktiv sind.

Einfluß geometrischer Parameter auf die Blasenkoaleszenz am Beispiel des BAYER Schlitzstrahlers. Da Injektoren einen Freistrahl der Dispersion Gas-Flüssigkeit von mehreren Metern Länge ausstoßen, der die umgebende Flüssigkeit einsaugt und in Bewegung versetzt, gibt es bestimmte Neigungswinkel des Freistrahles, bei denen die umströmende Flüssigkeit eine Einschnürung bewirkt und damit eine Koaleszenzbeschleunigung einsetzt. Versuche haben ergeben, daß der Sauerstoffeintrag bei technischen Ausführungen des Schlitzstrahlers unter sonst gleichen Betriebsbedingungen um 50 % erhöht wird, wenn der Injektor anstatt mit 35° Neigungswinkel nach oben, mit 35° aus der Waagrechten zum Boden hin strahlt.

3. ANFORDERUNGEN AN BELÜFTUNGSSYSTEME

Im wesentlichen wird zwischen Druckbelüftungssystemen in verschiedenen Ausführungsformen sowie Oberflächenbelüftern in verschiedenen Bauvarianten unterschieden. Die Belüftungseinrichtung soll folgende Forderungen erfüllen:

- ausreichende Sauerstoffzufuhr um den **Sauerstoffbedarf** der Mikroorganismen **abzudecken**
- intensive **Durchmischung** des Abwasserschlammgemisches
- ausreichende **Strömungsgeschwindigkeit** im Becken um Ablagerungen zu vermeiden
- **Regelbarkeit** entsprechend den Belastungsverhältnissen
- hohe **Betriebssicherheit** (kein Verstopfen der Belüfter)
- **geringer Energiebedarf** für Sauerstoffzufuhr und Durchmischung
- **niedrige Baukosten** für das Belebungsbecken und die Belüftungseinrichtung
- **Beständigkeit** gegen mechanische und chemische Angriffe
- geringer **Wartungsaufwand** für die Belüfter

4. DRUCKBELÜFTUNG

Der Sauerstoffübergang erfolgt praktisch ausschließlich durch im Wasser aufsteigende Blasen, zum Teil auch schon im Belüftungsaggregat.

Es kann eine Einteilung nach der **Anordnung der Belüfterelemente** erfolgen. Heute werden die Belüftungselemente ausschließlich in Bodennähe angeordnet. Die Anordnung der Belüfter längs einer Beckenwand nennt man Linien oder Bandbelüftung. Wegen noch näher auszuführender Gründe, wie z.B. geringer Wirtschaftlichkeit, kommt diese Anordnung nicht mehr zum Einsatz. Bei neu zu errichtenden Anlagen wird man eine Flächenbelüftung vorsehen. Hier sind die Elemente, je nach Verfahrensprinzip im gesamten Becken oder in Teilen, gleichmäßig über die Beckensohle zu verteilen.

Eine weitere Gliederungsmöglichkeit ist in der **Art der Blasenentstehung** zu sehen. Die Blasen können durch Austritt aus feinen Poren, durch Disipation energiereicher Treibstrahlen und durch mechanische Zerkleinerung durch stillstehende Einbauten oder bewegte Teile gebildet werden.

Daneben ist eine Einteilung nach der Art der **Einbringung der Luft**, d.h.ob mittels Gebläsen oder durch eine Injektorwirkung (selbstansaugend) Luft in das Belebungsbecken eingebracht wird, möglich.

Weiters kann eine Aufspaltung in Systeme die eine **Durchmischung des Beckens** nur durch die eingeblasene Luft bewerkstelligen und jene die mittels eigener Aggregate eine getrennte Umwälzung erreichen vorgenommen werden.

4.1 Allgemeine Zusammenhänge bei Druckbelüftungssystemen

Die Sauerstoffzufuhr (OC in kgO_2/m^3Becken/h) steigt in etwa proportional zur **Luftmenge** und proportional zur **Einblastiefe.** Bei größeren Einblastiefen steigt der Sauerstoffsättigungswert und damit geringfügig die Sauerstoffausnutzung. Die feinblasige Belüftung wird besonders durch grenzflächenaktive Stoffe (Tenside aus Waschmitteln) beeinflußt.

Bei der Linienbelüftung bildet sich eine **Strömungswalze** aus, dadurch wird die Vertikalgeschwindigkeit des aufsteigenden Luftwassergemisches erhöht und damit die Kontaktzeit der Luftblasen im Wasser verkleinert. Dies führt in der Folge zu einer gegenüber der **Flächenbelüftung** verminderten Sauerstoffzufuhrleistung.

4.2 Ausführungsformen

4.2.1 Feinblasige Druckbelüftung

Das am häufigsten angewandte Druckluftsystem ist die feinblasige Belüftung. Die Luft wird dabei über an der Sohle angeordnete poröse Filterrohre, Platten oder Dome in das Wasser gebracht. Die mittelblasige als auch die grobblasige Belüftung sind heute wegen ihrer geringen Wirtschaftlichkeit bedeutungslos. Neben den **porösen Keramik- oder Kunststoffkörpern** werden auch mit gelochten **Kunststoffolien** überzogene Rohre, Dome oder Platten bzw. Scheiben eingesetzt.

Der Systemdruck setzt sich aus dem der Wassertiefe entsprechenden hydraulischen Gegendruck und dem Druckverlust im Belüfter selbst zusammen. Da mit steigender Einblastiefe die Sauerstoffzufuhr geringfügig größer wird und der Energieaufwand mit wachsender Eintauchtiefe geringfügig abnimmt (zu-

folge des relativ kleiner werdenden Anteils des Austrittsdruckverlustes), ergibt sich ein günstigerer Sauerstoffertrag bei größeren Einblastiefen.

Bei der feinblasigen Belüftung, mit porösen Belüfterkörpern, besteht die Gefahr, daß die feinen Poren der Belüfter verstopfen. Diese Verstopfungen können wasserseitig z.B. durch Eindringen von Schlamm aber auch luftseitig durch Verunreinigungen in der zugeführten Luft (Staub, Öl) verursacht sein. Durch die zunehmende Verlegung von Poren steigt der Austrittsdruckverlust und damit sinkt der Sauerstoffertrag. Es ist eine periodische Reinigung und eine Erneuerung der Belüfter in entsprechenden Zeitabständen notwendig.

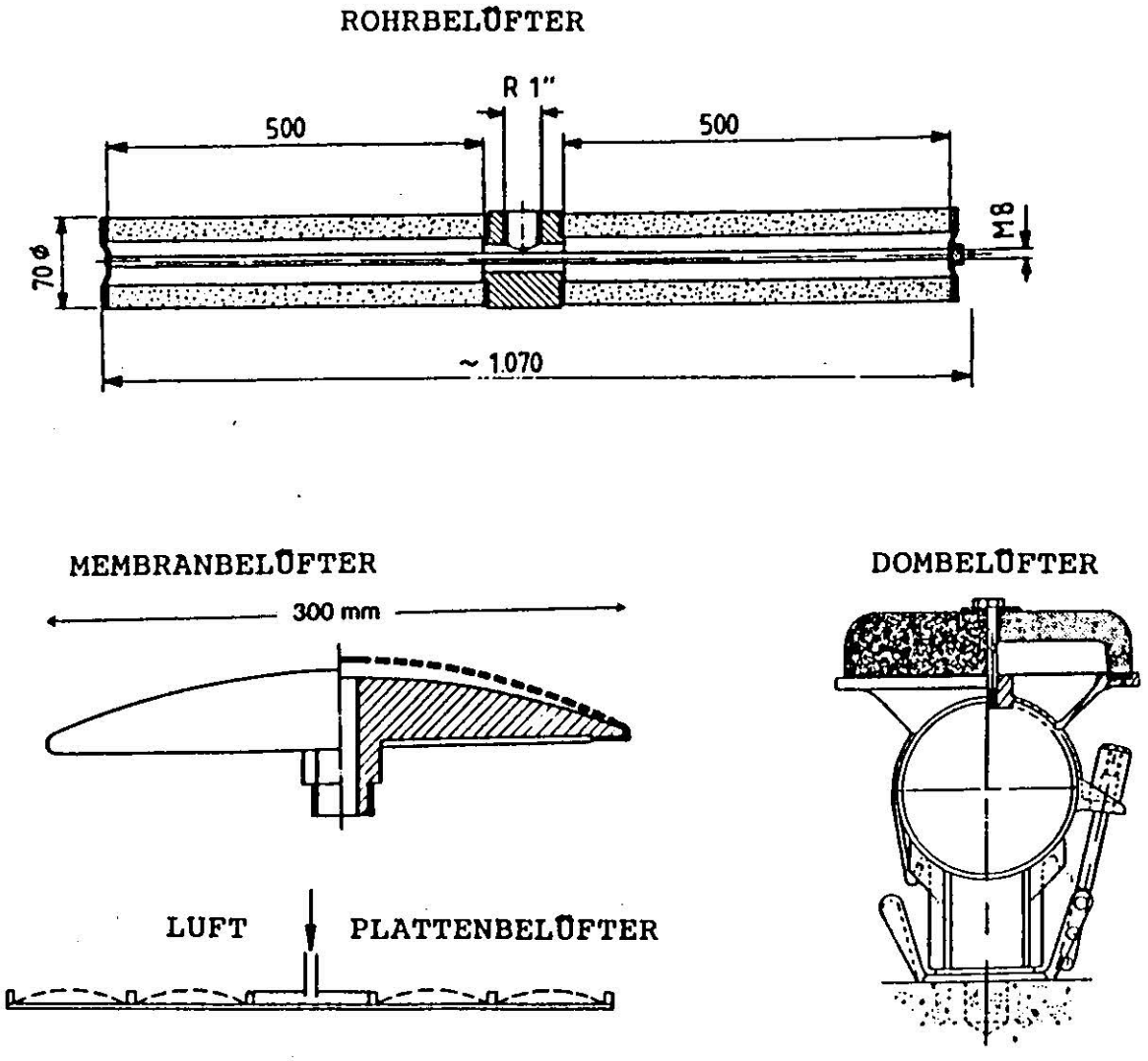


Abb.2: Bauformen von Belüfterelementen

Membranbelüfter sind theoretisch verstopfungsfrei. Hier stehen Fragen nach der chemischen und mechanischen Beanspruchbarkeit im Vordergrund. Aufgrund der hohen Sauerstoffausnutzung wird mit geringen Luftmengen gearbeitet, dadurch steht wenig Mischenergie zur Verfügung und es kann zu Ablagerungen kommen. Vorsicht ist speziell bei Anlagen ohne Sandfang und Vorklärung geboten.

Feinblasige Druckbelüftungssysteme können in Misch- und Umlaufbecken eingesetzt werden, zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit sind Wassertiefen von 5m und mehr günstig. Wesentlich ist hier das Zusammenwirken von Beckenform und der Belüfteranordnung. Speziell bei Umlaufbecken mit nicht vollständiger Belegung der Beckensohle, aus verfahrenstechnischen Gründen (Nitrifikation, Denitrifikation), muß mit geringerer Leistung des Belüftungssystems gerechnet werden.

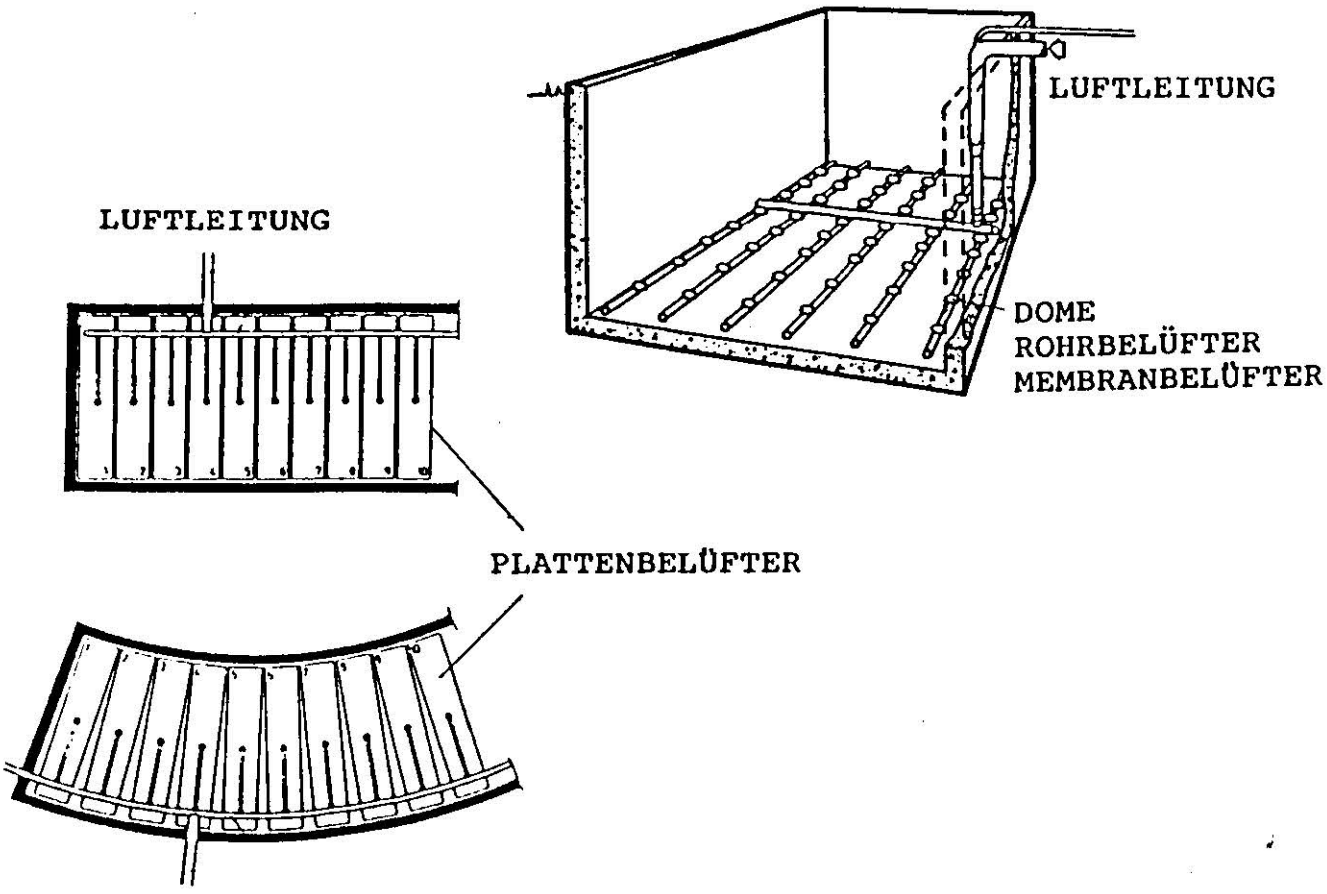


Abb.3: Einbaubeispiele

Nach eigenen Messungen und Angaben aus der Literatur (z.B. Wiener Mitteilungen Band 64, 1986) ergibt sich eine starke Streuung der Sauerstoffertragswerte. Mit den heute üblichen, flächig angeordneten, feinblasigen Belüftungssystemen sind in Reinwasser Sauerstofferträge von 2,3 - 3,5 kgO_2/kWh erreichbar. Entsprechend der Anlagenausbildung und Abwasserzusammensetzung ist mit α-Werten zwischen 0,6 und 0,7 zu rechnen. Der Energieaufwand liegt bei 5,0 - 6,0 $Wh/Nm^3/m_{ET}$. Hohe Werte sind durch kleine Aggregate mit ungünstigen Wirkungsgraden bedingt.

4.2.2 Statische Mischer

Der statische Mischer besteht aus einem Rohr mit Einbauten. Am unteren Ende des Belüfters, nahe dem Beckenboden, wird Luft durch eine Düse eingeblasen. Die Bewegungsenergie des aufsteigenden Luft- Wassergemisches wird im Mischrohr durch Umlenkung in Flüssigkeitswirbel umgesetzt. Die auftretenden Scherkräfte zerschlagen die anfänglich groben Luftblasen und verteilen sie so, daß ein homogenes, fein dispergiertes Zweiphasengemisch erzeugt wird. Das Mischrohr weist einen Durchmesser von ca. 0,4m und eine Höhe von ca. 2,5m auf. Die Belüfter werden am Beckenboden verankert.

Die Anpassung des Sauerstoffeintrages auf den Sauerstoffbedarf erfolgt über die Änderung der Luftmenge. Da jede Belüftungseinheit hinsichtlich Strömung ihren eigenen Einflußbereich erzeugt, werden an die Grundrißgestaltung des Belebungsbeckens keine besonderen Ansprüche gestellt. Die wirtschaftliche Wassertiefe liegt im Bereich über 6 Meter.

Statische Mischer arbeiten praktisch verstopfungsfrei und setzen sich auch bei vorübergehender Abstellung der Luftzufuhr nich zu. Für die unter Wasser liegenden Teile ist keine Wartung erforderlich.

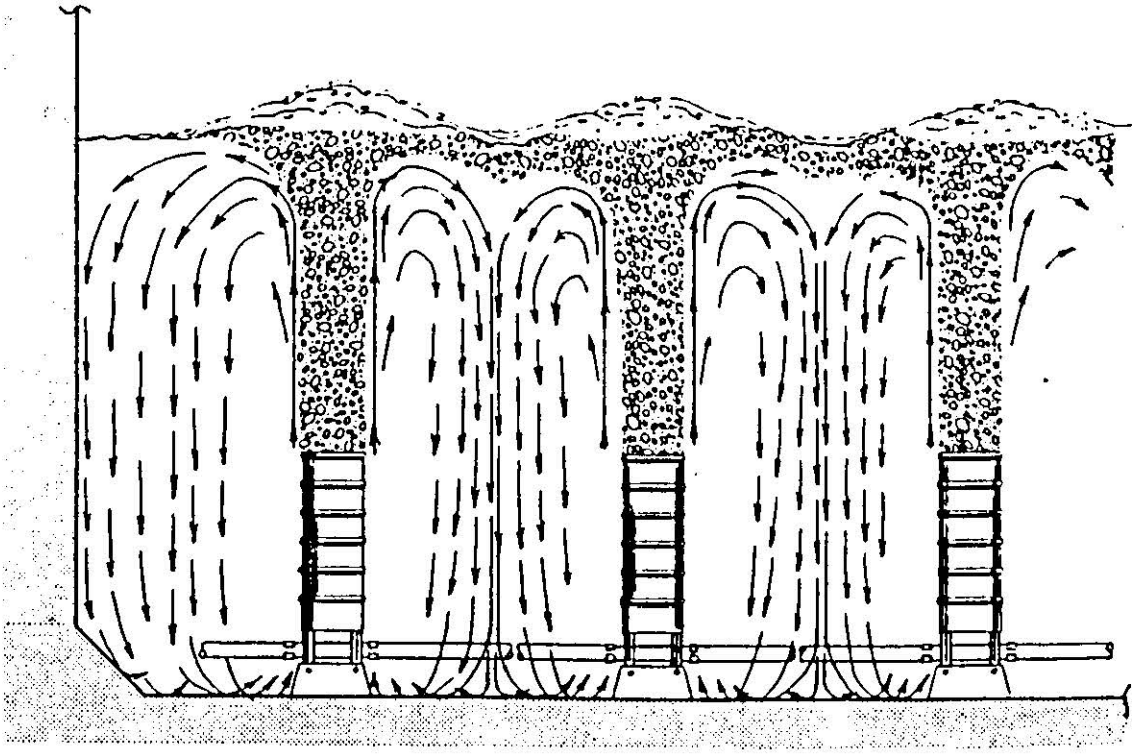


Abb.4: Statischer Mischer

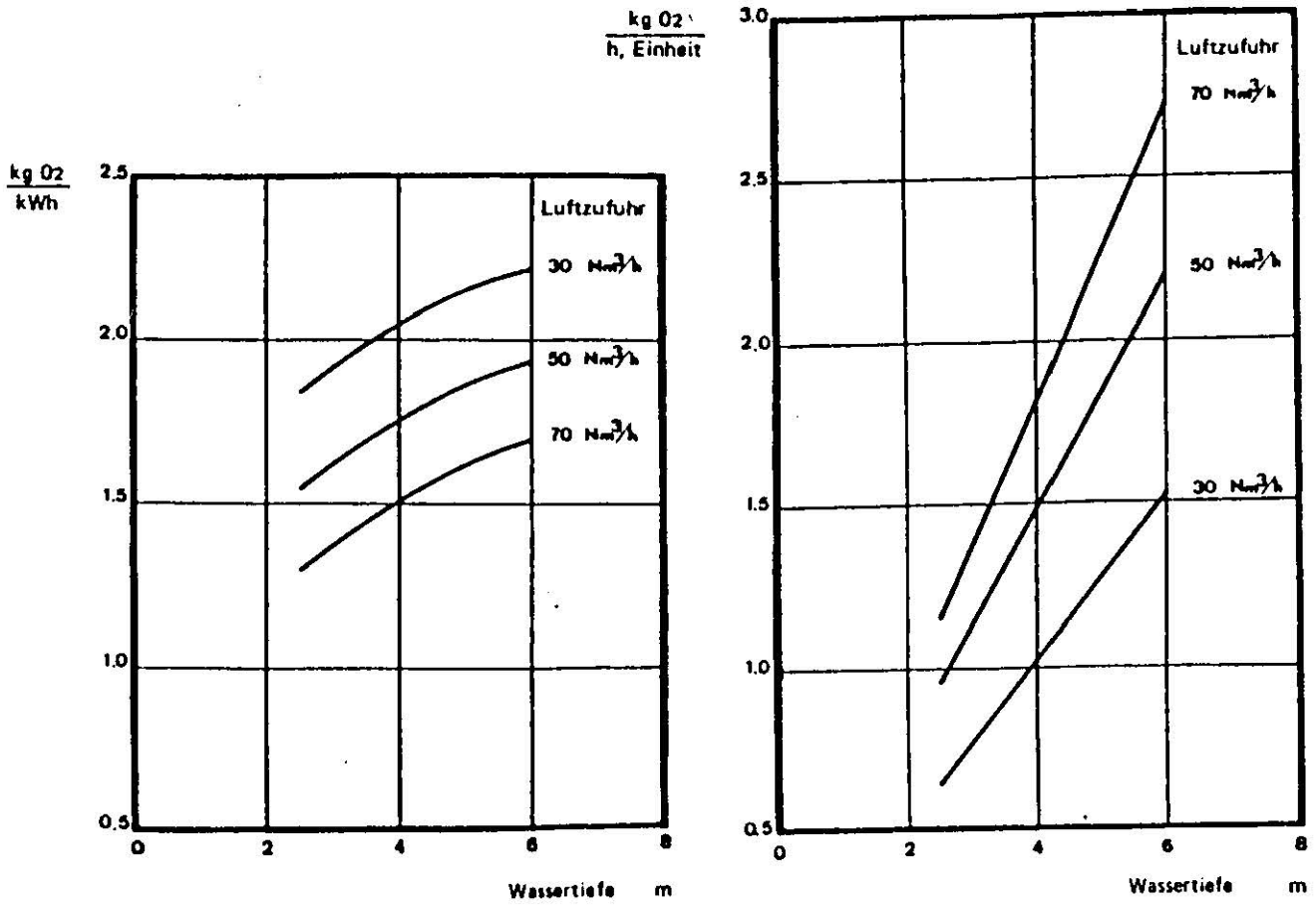


Abb.5: Zufuhrcharakteristik

Nach Messungen von HABERL (1987) werden in Reinwasser bei ca. 35 Nm^3/h/Belüfter und einer Einblastiefe von 9,7 m Ertragswerte von ca.2,3 kgO_2/kWh erreicht. Eigene Messungen, auf einer anderen Anlage, unter Betriebsbedingungen haben bei einer Einblastiefe von 9,0 m und einer Luftbeaufschlagung von 45 m^3/h/Einheit einen Sauerstoffertrag von 1,4 kgO_2/kWh ergeben. Der α-Wert wurde zu 0,65 ermittelt.

4.2.3 Strahldüsenbelüftung

Unter dem Begriff Strahldüsenbelüfter werden alle Zweistoffdüsenbelüfter, wie Injektoren, Mischstrahldüsen und Venturidüsen zusammengefaßt, bei denen mittels eines **energiereichen Flüssigkeitsstrahles**, die über eine Mischdüse zugeführte Luft in feinste **Blasen zerteilt** wird. Die Luft kann durch Unterdruck, der an der Einschnürung der Düse infolge Geschwindigkeitserhöhung der Flüssigkeit entsteht, angesaugt oder durch Überdruck mittels Kompressoren in die Zweistoffdüse eingeblasen werden. Die erzeugte Gas- Flüssigkeitsdispersion verläßt die Düse in Form eines Freistrahles, der nach einer bestimmten Eindringtiefe seine Energie an die umgebende Flüssigkeit abgibt und zu einem Blasenschwarm auffächert. Die primär gebildeten Gasbläschen haben sehr kleine Durchmesser und koaleszieren (kleine Gasblasen vereinigen sich zu Größeren) je nach Abwasserbeschaffenheit, wodurch der Sauerstoffeintrag entscheidend beeinflußt wird (Größe der Phasengrenzfläche).

Bei den üblichen Ausführungsformen der Strahldüsenbelüfter werden die einzelnen Belüftereinheiten nahe der Beckensohle montiert. Je nach System werden durch die Strahldüsenbelüfter Blasensäulen mit vertikaler, geneigter oder horizontaler Treibstrahlrichtung erzeugt, wobei im allgemeinen eine Flächenbelüftung angestrebt wird. Bei intensivem horizonta-

lem Treibstrahl stellt sich in Rundbecken oder Umlaufbecken gleichzeitig eine Umlaufströmung ein.

Durch die sich ergebenden hohen Sauerstoffausnutzungsgrade kann der Luftdurchsatz veringert werden. Dadurch ergibt sich eine geringere Geruchsbelästigung der Umwelt, eine entsprechend kostengünstigere nachgeschaltete Abgasbehandlung, falls erforderlich, und verminderte Schaumprobleme.

4.2.3.1 Radialstromdüse

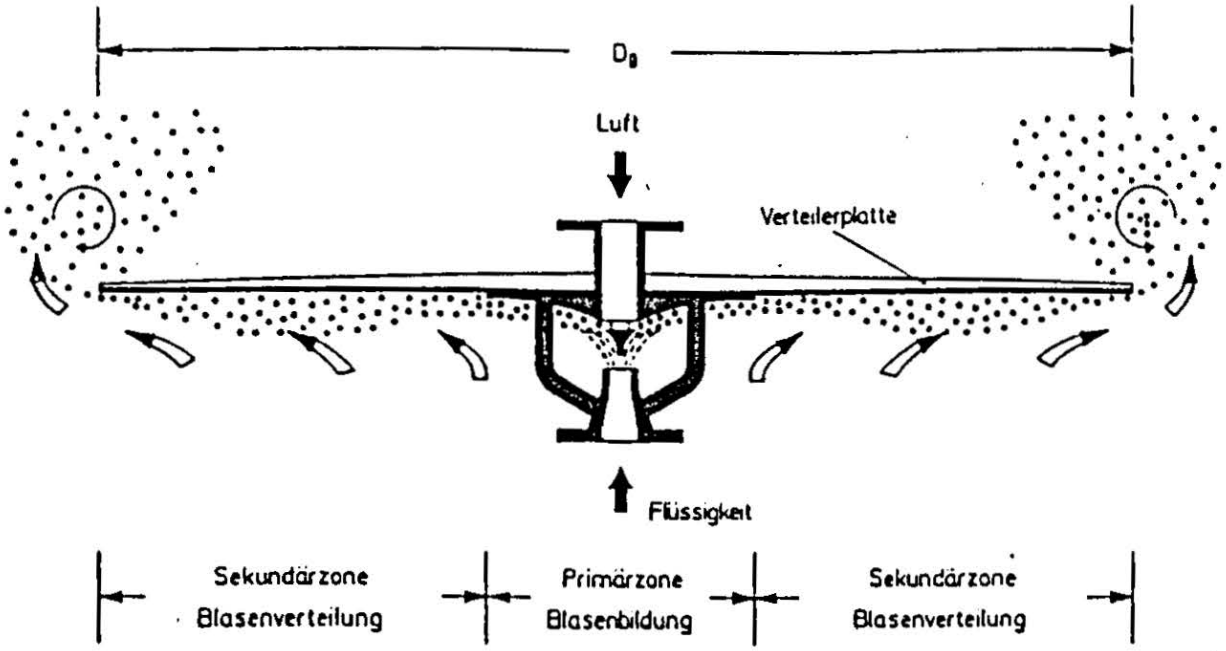


Abb.6: Radialstromdüse

Der nach oben gerichtete Treibstrahl ist hier ein runder Vollstrahl, dieser trifft auf einen gegenüberliegend, konzentrisch angeordneten Leitkegel und wird von ihm zu einem Hohlstrahl und durch ein weiteres Umlenken zu einem Flachstrahl umgeformt. Er ist allseitig nach außen gerichtet und fließt längs der Leitplatte in radialer Richtung ab. Die von oben herangeführte Luft tritt hinter dem Leitkegel hervor und über einen Ringspalt in den Flüssigkeitsstrom ein. Sie wird von der turbulenten Strömung mitgerissen und dabei zu

kleinen Blasen dispergiert. Auf den Düsenkörper kann eine Verteilerplatte aufgesetzt werden. Sie hat die Aufgabe daß turbulent strömende Blasen- Wassergemisch am raschen Ausbrechen nach Oben zu hindern, und ein Beimischen von Sekundärflüssigkeit in den Blasen- Wasserstrom zu ermöglichen. Um die räumliche Verteilung des Blasen- Wassergemisches zu verbessern kann ein Leitrohr angeordnet und so eine Schlaufenströmung erzeugt werden.

In einer Versuchsanlage mit einem Durchmesser von 5 Metern, einer Wasserhöhe von ca. 18 Metern und einem Fassungsvermögen von rund 350 m^3 wurden unter günstigen Bedingungen Sauerstoffeintragsversuche unter Betriebsbedingungen durchgeführt (SELL 1985). Die Eintragsversuche wurden mit Originaldüsen (RSD 30/1500) in einer Abwasserbelebtschlammsuspension mit Abwasserzufuhr durchgeführt. Die Abwasser- und Luftzufuhr wurden einander angepaßt, so daß der gelöste O_2-Gehalt bei Werten um 0,5 gO_2/m^3 lag. Die Auswertung erfolgte über eine gasseitige Stoffbilanz. Abb. 7 zeigt das Kennfeld einer Radialstromdüse mit einem 30 mm Treibstrahl und einer Verteilerplatte mit 1500 mm Durchmesser.

In diesem sogenannten Belüfterkennfeld ist über dem Luft-Wasserverhältnis die Sauerstoffausnutzung in Abhängigkeit von der Treibstrahlgeschwindigkeit aufgetragen. Außerdem enthält das Diagramm Linien gleichen Sauerstoffeintrages, gleichen Luftbedarfs und gleicher Effizienz.

Das System ist in Industrieabwasserreinigungsanlagen der HÖCHST AG in sogenannten Biohochreaktoren im großtechnischen Einsatz. Die hier erzielten Sauerstofferträge liegen in der Größenordnung zwischen 2,5 und 3,0 kgO_2/kWh.

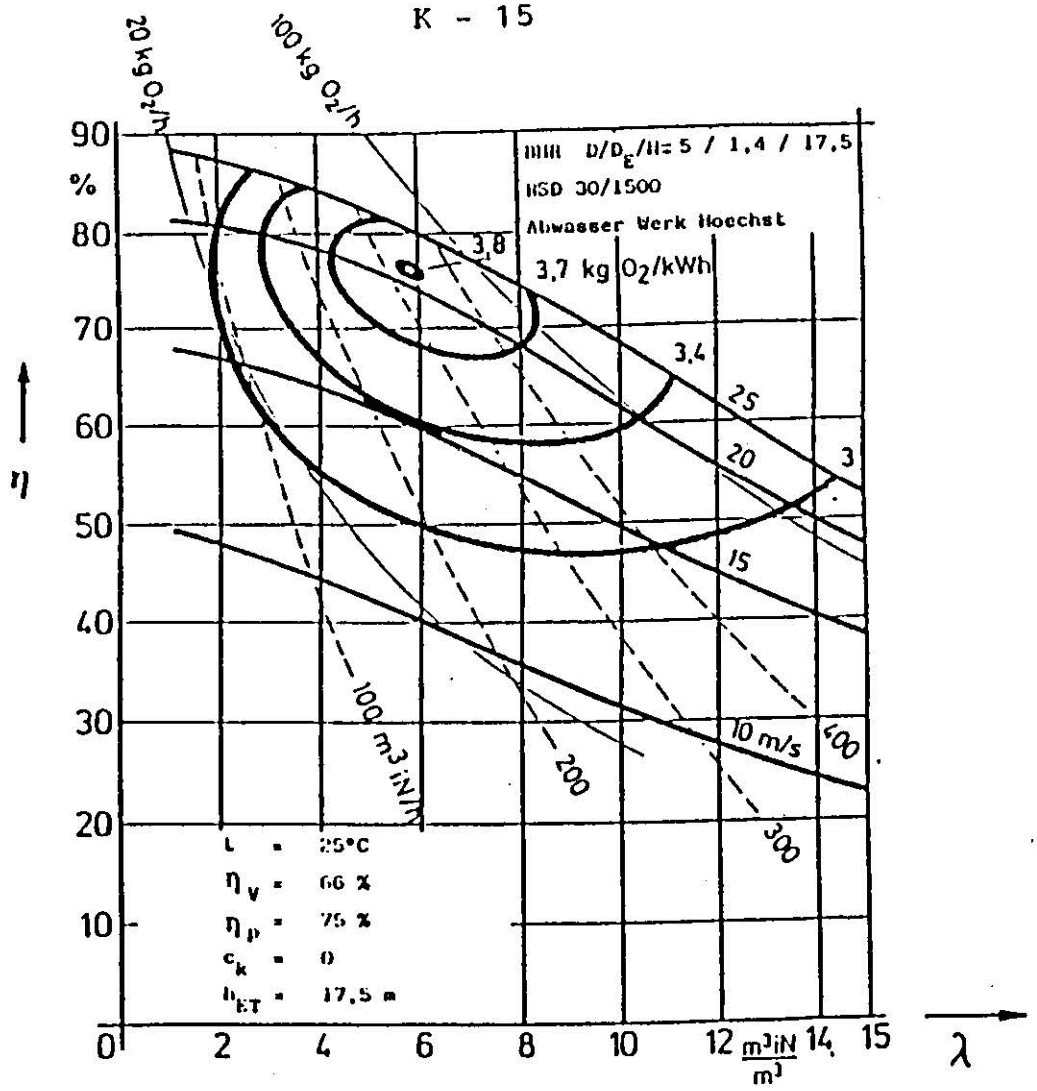


Abb.7: Kennfeld Radialstromdüse

4.2.3.2 Mischstrahldüse

Der Injektor besteht aus einem Gaseintrittsstutzen durch den Luft angesaugt wird, der Treibdüse durch die das Treibmittel gedrückt wird, der Mischkammer in der die Gas/Flüssig-dispersion entsteht, der Mischdüse durch die das Zweiphasen-gemisch austritt und dem Diffusor, oder Mischrohr. Die Luft kann, wenn das Becken nicht zu tief ist, selbständig ange-saugt werden. Um jedoch zu verhindern, daß bei Ausfall einer Treibdüse oder der Treibwasserpumpen Abwasser in die Luft-leitung eindringt, wird die Luft etwas höher komprimiert, als es dem hydrostatischen Druck der überstehenden Wassersäule entspricht. Die maschinentechnische Installation für die Injektorbelüftung besteht aus den Injektoren, dem Gebläse, der

Pumpe für das Treibwasser und den verbindenden Rohrleitungen. Das Verhältnis von Umlaufwasser zu Luft beträgt etwa 1 zu 5. Die Düsendurchmesser der Injektoren liegen im cm-Bereich.

Die Sauerstoffzufuhr der Injektorbelüftung hängt in erster Linie vom **Verhältnis Luft zu Treibwasser** und von der **Beckentiefe** ab; es existiert ein Optimum. Mit zunehmendem Luft- zu Wasserverhältnis sinkt der Sauerstoffausnutzungsgrad stark, da die über den Treibstrahl zur Verfügung gestellte Energie nicht mehr ausreicht, die Luft fein zu dispergieren.

Durch die CO_2-Anreicherung (SCHWAGER, GUJER 1987) muß, wie bei der Begasung mit reinem Sauerstoff, die hemmende Wirkung von geringen ph-Werten bei der Nitrifikation berücksichtigt werden.

Um einen sicheren Betrieb der Injektorbelüftung zu gewährleisten, sollen die Injektordüsen möglichst unempfindlich gegen Verstopfung sein. Aus diesem Grund sind relativ große Düsendurchtrittsöffnungen zu wählen und eine gut funktionierende Vorklärung vorzusehen.

Auf einer Großanlage, Umlaufbecken V_{BB}=11000m^3, mit erheblichem Industrieabwasseranteil, ausgerüstet mit VOEST Injektoren, wurden α-Werte von ca.0,7 gemessen. Mit diesen Zweistoffdüsen sind Sauerstofferträge in Reinwasser von bis zu 3,2 kgO_2/kWh erreichbar.

Der BAYER Injektor ist in zwei Bauformen auf dem Markt. In einer runden Bauform die sich zum Begasen von Flüssigkeiten eignet, die koaleszenzhemmendes Verhalten aufweisen, und einem sogenannten Schlitzstrahler der im Hinblick auf Abwasser mit koaleszenzfördernden Inhaltsstoffen entwickelt wurde.

Die Zweistoffdüsen gestatten es, den Sauerstoffeintrag und die Umwälzung getrennt zu betreiben. Dies ist speziell im

Hinblick auf ein Verfahrenskonzept mit Nitrifikation und Denitrifikation von Vorteil.

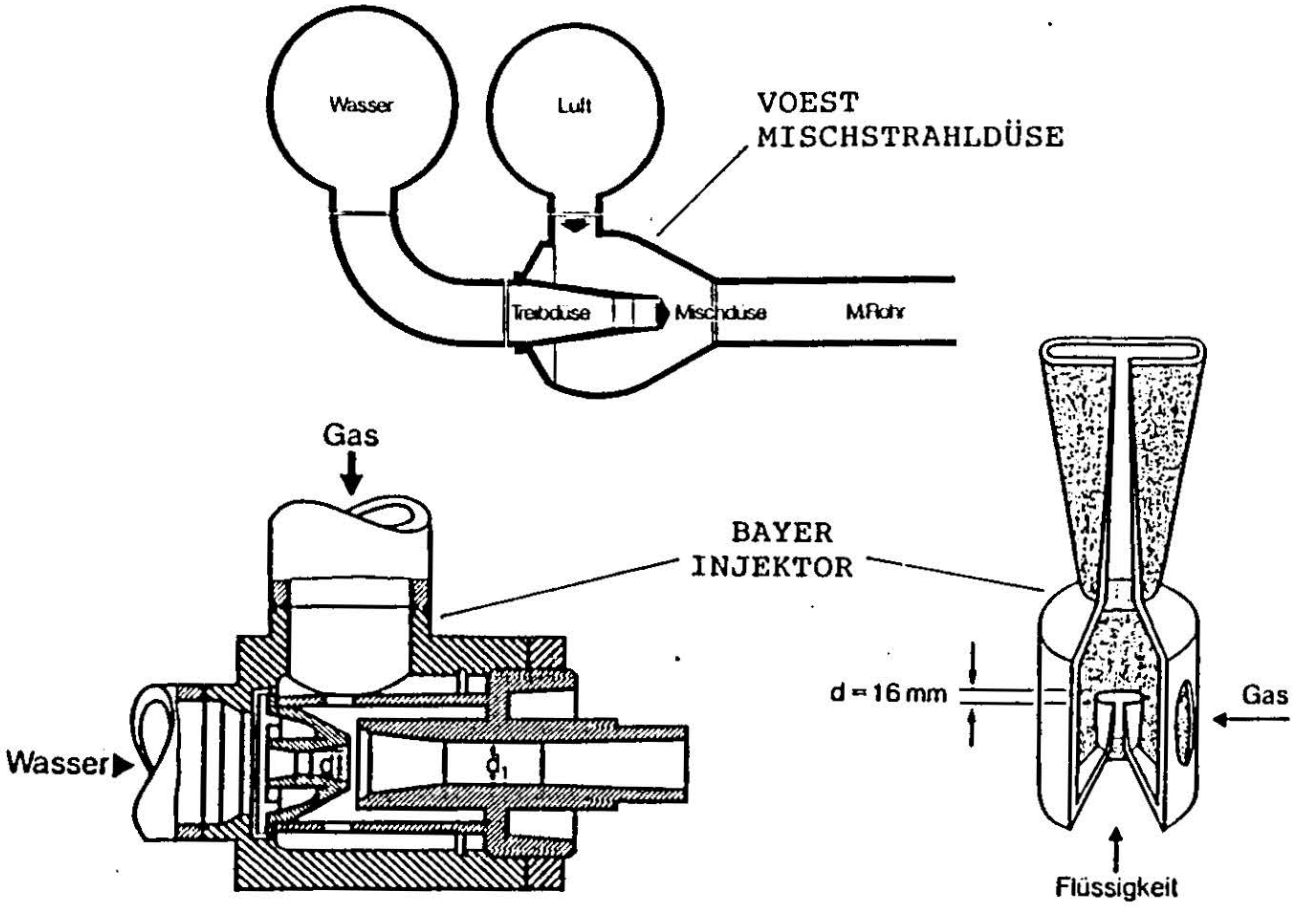


Abb.8: Aufbau von Zweistoffdüsen
(BAYER Injektoren, VOEST Mischstrahldüse)

Mischstrahlbelüftungssysteme stellen an die Beckengeometrie keine besonderen Anforderungen. Sie können sowohl in Mischbecken wie auch in Umlaufbecken eingestzt werden wobei es nicht unbedingt erforderlich ist, die gesamte Beckenfläche auszulegen. Die BAYER Injektoren werden in Vierergruppen unter 45° geneigt zur Beckensohle flächig angeordnet. Die VOEST-Mischstrahldüsen sind einzeln nebeneinander angeordnet, ihre Ausströmöffnung ist ca.5° gegen die Horizontale zur Beckensohle hin geneigt und alle Düsen zeigen in eine Richtung, so daß sich eine Umlaufströmung einstellt. Durch die Verteilung der Strahldüsenbelüfter über die Beckensohle und der Wahl der Strahlrichtung ist sicherzustellen, daß durch die ausreichende Turbulenz oder Umlaufströmung Schlammab-

lagerungen vermieden werden. Wie aus der Zufuhrcharakteristik ersichtlich, sind Beckentiefen ab 6m günstig. Ein Optimum ergibt sich bei ca. 15 Metern.

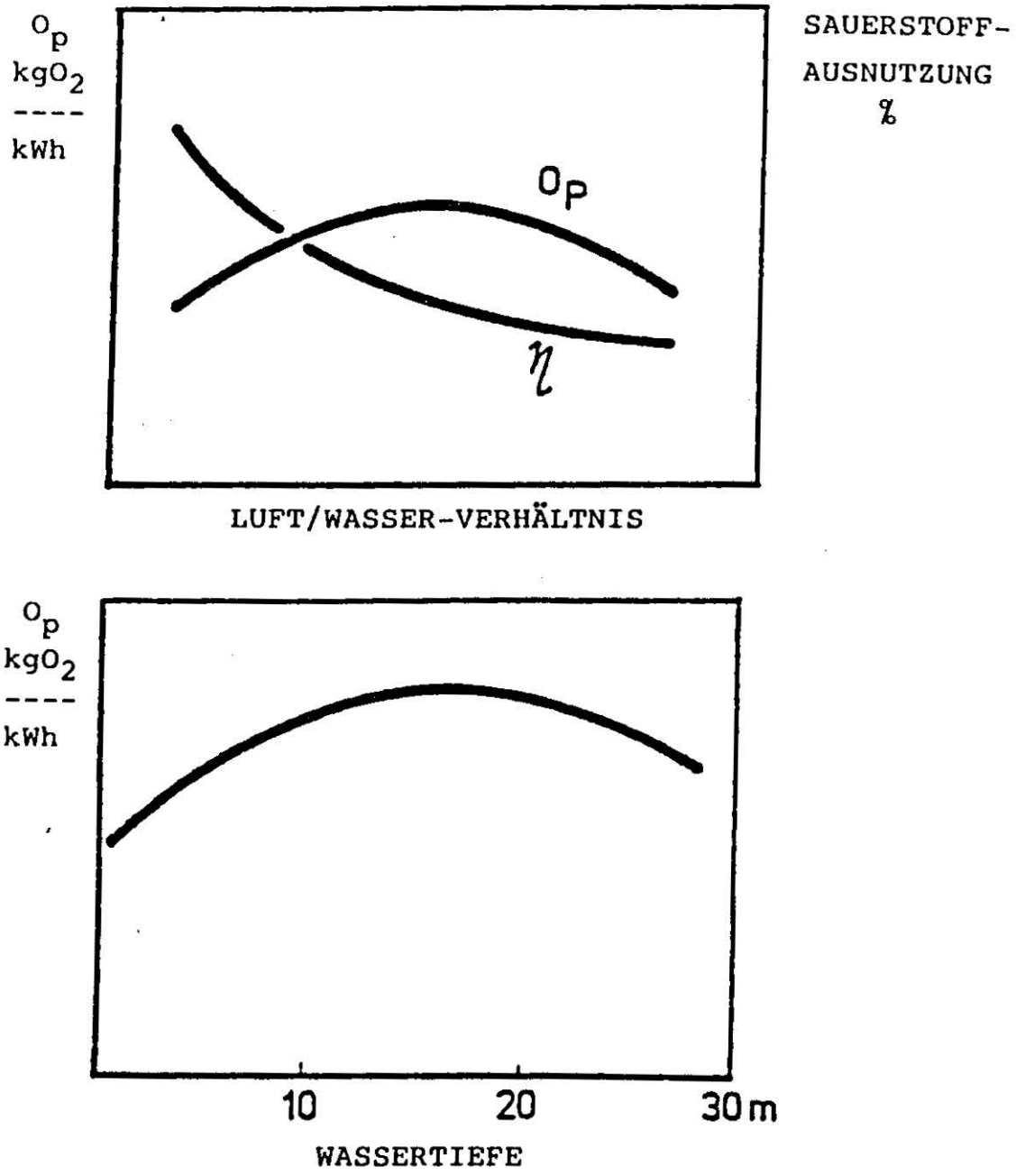


Abb.9: Zufuhrcharakteristik von Mischstrahldüsen

Eine Sonderkonstruktion der Injektorbelüftung stellen die Tauchbelüfter dar. Pumpe, eventuell Gebläse und radial vorgesetzte Zweistoffdüsen sind hierbei zu einer Einheit zusammengefaßt. Zufolge der meist kleinen Antriebsaggregate er-

gibt sich bei einer Wassertiefe von 5 Metern ein Sauerstoffertrag von etwa 1,1 bis 1,4 kgO_2/kWh. Diese Einheiten können jederzeit in ein Becken eingesetzt und auch wieder demontiert werden.

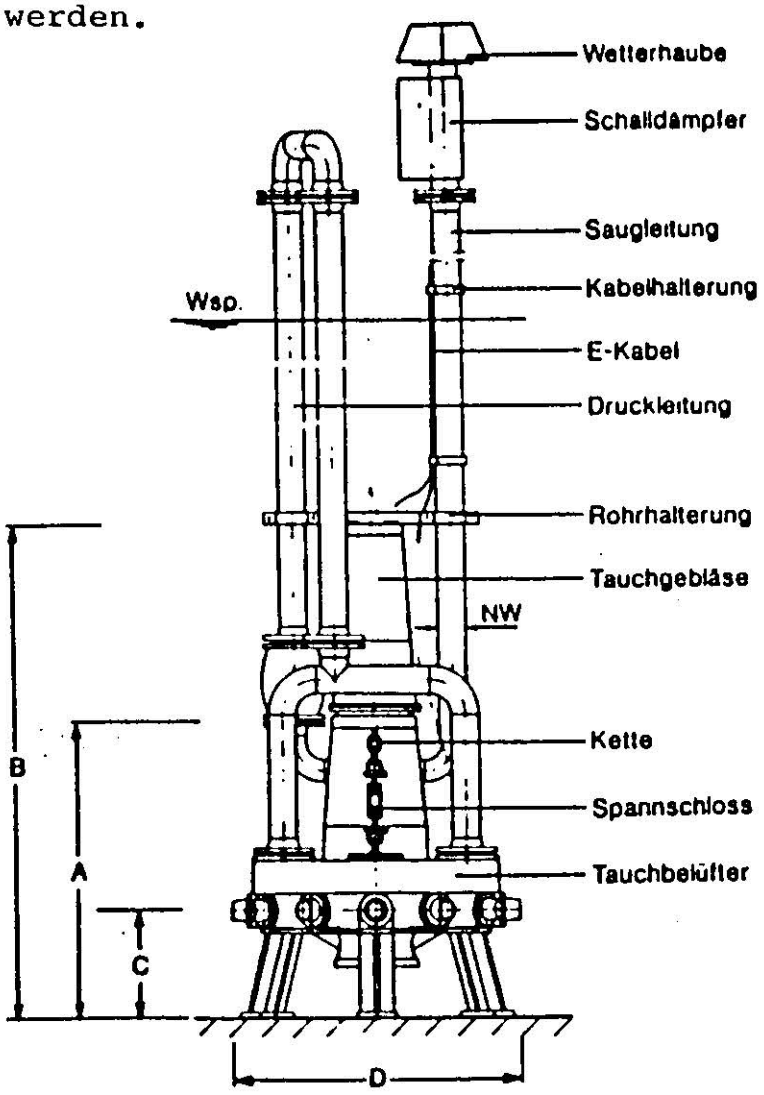


Abb.10: Tauchbelüfter

Auch Wendelbelüfter gehören in diese Gruppe. Hier erfolgt ein Teil des Sauerstoffüberganges bereits im Aggregat.

Durch die am Wellenende sitzende Wendel wird eine Strömung erzeugt und durch den dadurch entstehenden Unterdruck Luft angesaugt. Die Luft wird beim Austritt aus dem Hüllrohr durch die Wendel zerteilt. Diese Systeme sind selten anzutreffen und von untergeordneter Bedeutung.

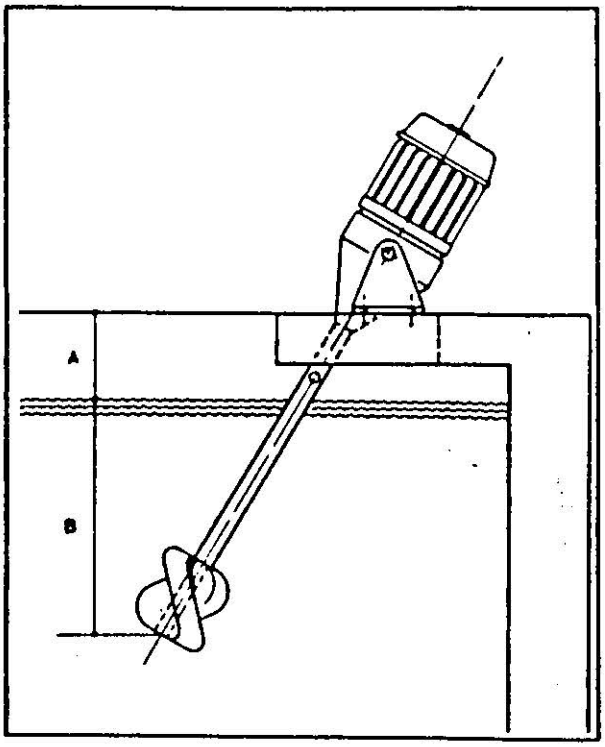


Abb.11: Wendelbelüfter

4.2.4 OKI-Turbinentauchbelüfter

Das System kommt aus Finnland und ist relativ neu auf dem österreichischen Markt. Dieser Belüfter ermöglicht eine Trennung zwischen Belüftung und Umwälzung. Das gekapselte Aggregat wird komplett in das Belebungsbecken abgesenkt und über eine flexible Luftleitung mit Druckluft versorgt. Im Mischbetrieb wird der Kegel in eine Drehbewegung versetzt, soll zusätzlich belüftet werden, so wird Druckluft durch die Hohlwelle in den Hohlkegel geleitet und tritt an der Kegeloberfläche durch Schlitze aus, wobei sie, durch auf den Kegel aufgesetzte Rippen, in kleine Blasen zerschlagen und durch die auftretende Strömung im Becken verteilt wird. Von der Herstellerfirma wird ein Sauerstoffertrag von 2,2 kgO_2/kWh im Reinwasser angegeben. Es stehen Aggregate in verschiedenen Größen zur Verfügung, wobei je nach Aggregatgröße, Einblastiefe und Luftmenge, Sauerstoffeinträge zwischen 10 und 100 kgO_2/h angegeben werden.

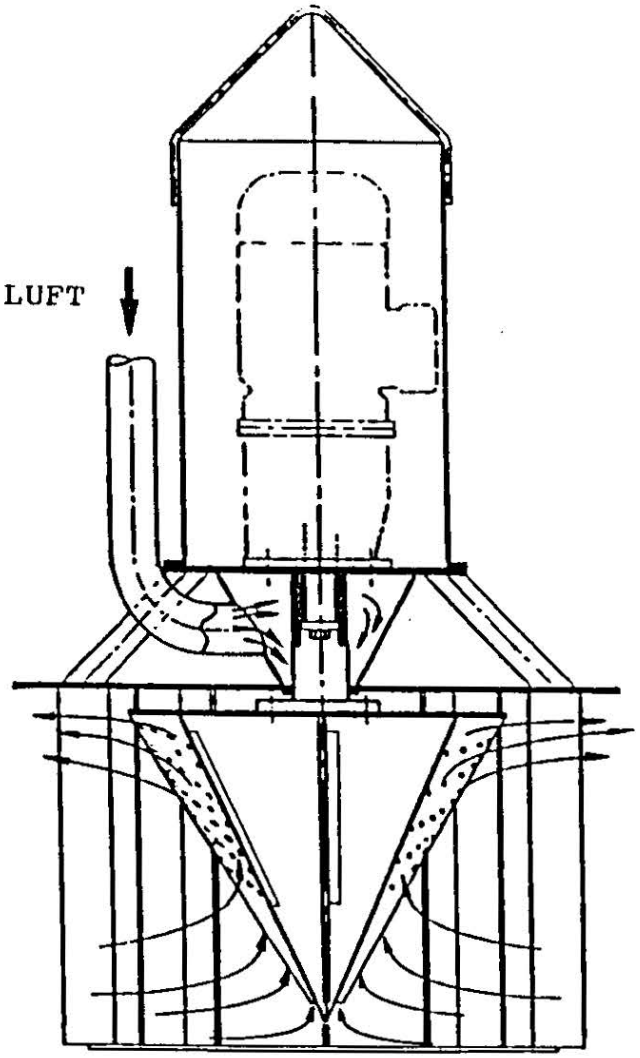


Abb.:12 OKI-Turbinentauchbelüfter

Durch die relativ großen Luftaustrittsöffnungen arbeitet das System weitgehend verstopfungsfrei. Es werden keine besonderen Anforderungen an die Beckengeometrie gestellt, wobei die Beckentiefe aus Wirtschaftlichkeitsgründen 4 m nicht unterschreiten sollte.

4.2.5 Blasensäulenabstrom

Beim Blasensäulenabstromreaktor, auch Submersreaktor genannt, handelt es sich um ein Belüftungssystem bei dem ein Teil des Stoffüberganges im Aggregat selbst stattfindet. Mit einer Niederdruckpumpe wird Abwasserbelebschlammgemisch aus

dem Belebungsbecken über einen Sinkkanal, in dem Luft zugeführt wird, umgewälzt. Durch Optimieren des Wasser-Luftverhältnisses kann im Sinkkanal eine große Verweilzeit der Luftblasen und damit eine hohe Sauerstoffausnutzung erreicht werden.

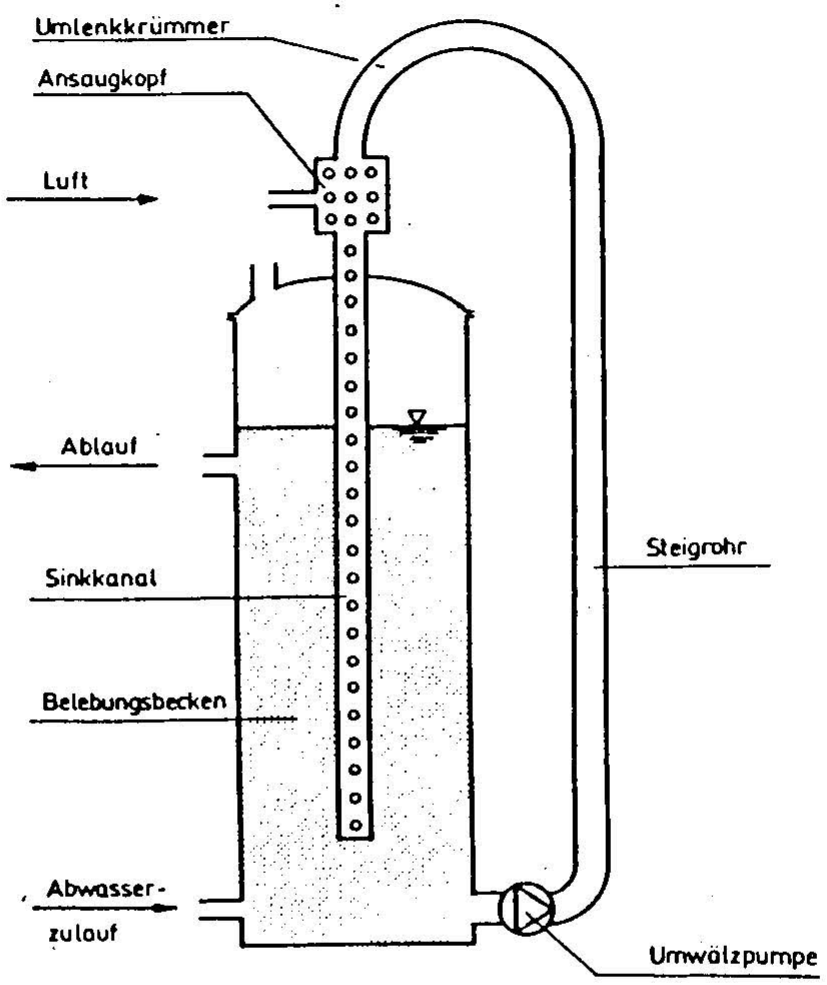


Abb. 13 Aufbau Submersreaktor

Das System ist selbstansaugend ausgelegt, und reagiert daher sehr sensibel auf Gegendruckschwankungen. Daraus ergibt sich auch eine wirksame Eingriffs- und Optimierungsmöglichkeit. In Österreich wurden zwei Großanlagen mit diesem System ausgerüstet. Die hier gemessenen Sauerstoffertragswerte unter Betriebsbedingungen lagen in der Größenordnung von 1,1 kgO_2/kWh. An einer Weiterentwicklung mit innenliegender Umwälzschleife wird gearbeitet.

5. OBERFLÄCHENBELÜFTER

Bei allen Oberflächenbelüftern erfolgt der Sauerstoffeintrag durch die mechanische Einwirkung der Belüfter an der **Wasseroberfläche.** Die Oberflächenbelüfter erzeugen gleichzeitig Umwälzströmungen, wodurch der belebte Schlamm und die Schmutzstoffe des Abwassers vermischt und Schlammablagerungen verhindert werden. Es wird zwischen Belüftern mit **horizontaler Achse** und solchen mit **vertikaler Achse** unterschieden. Außerdem zählt zur Gruppe der Oberflächenbelüfter auch das Strahlbelüftungssystem.

5.1 Walzenbelüfter

Zu den Walzenbelüftern zählen die Bürstenbelüfter, Stabwalzen und **Mammutrotoren,** bei denen auf einer horizontalen Achse befestigte Bürsten oder Stahlstäbe beim Rotieren in das Wasser einschlagen, wodurch vor allem durch Saugwirbel hinter den Belüfterelementen ein stark turbulentes Luftblasen- Wassergemisch entsteht. Dadurch wird gleichzeitig eine Strömung in den Wasserkörper induziert. Bei Neuanlagen kommen ausschließlich Mammutrotoren mit einem Durchmesser von einem Meter und einer Länge von maximal 9 Metern zu Anwendung. Belüfterwalzen sind in der Regel in Umlaufbecken hintereinander angeordnet, sind mehrere Aggregate in Betrieb so steigt die Oberflächengeschwindigkeit. Damit sinkt die Differenzgeschwindigkeit zwischen Rotorumfangsgeschwindigkeit und Fließgeschwindigkeit wodurch die Sauerstoffzufuhr vermindert wird. Die Fließgeschwindigkeit ist praktisch nur von der spezifischen elektrischen Leistung (Watt/m^3 Becken) abhängig und nahezu von der gewählten Rotorkombination und den Eintauchtiefen unabhängig. Die Sauerstoffzufuhreigenschaften bei der Stabwalzenbelüftung sind nur in sehr geringem Maß von der Abwasserzusammensetzung abhängig. Unter Betriebsbedingungen kann mit einem α-Wert von 0,9 bis 1,0

gerechnet werden.

Um die Sauerstoffzufuhr zu gewährleisten und gleichzeitig eine gute Durchmischung zu erreichen, müssen Leit- und Bremswände vorgesehen werden. Diese lenken das vom Mammutrotor abströmende, mit Blasen angereicherte Belebtschlammwassergemisch in die Tiefe um. Bei Umlaufbecken ist besonders bei Anlagen mit einer Wassertiefe über 3 Meter der negative Einfluß oberflächenaktiver Abwasserinhaltsstoffe (Tenside) auf die Strömungsgeschwindigkeit im Bereich der Beckensohle zu beachten. In günstigen Fällen wurden ausreichende Sohlströmungen schon bei Energiedichten von 4 bis 6 Watt/m^3 Becken erreicht. Auch bei Teilauslastung des Umlaufbeckens kann somit eine wirtschaftliche Betriebsführung erreicht werden.

Durch intermittierenden Betrieb der Belüfter, Verwendung polumschaltbarer Motoren für die Antriebe und Veränderung der Eintauchtiefe der Walzenbelüfter ist eine gute Regelbarkeit in weitem Bereich möglich.

Die auftretenden Geräusch- und Aerosol- Emissionen lassen sich durch einfache Maßnahmen wie Verbreiterung der Betonbrücken, Schalldämmung der Antriebe und durch Aerosolsperren weitgehend vermeiden.

Da bei der Rotorbelüftung aerobe und anoxische Zonen im Belebungsbecken erzeugt werden können, ist diese Belüftungstype für die simultane Nitrifikation und Denitrifikation geeignet. Durch große Beckenvolumina ist eine wirtschaftliche Bauweise möglich.

Die Zufuhrcharakteristik zeigt, daß bei steigender Eintauchtiefe und damit steigender spezifischer Leistung die Wirtschaftlichkeit, das heißt der Sauerstoffertrag, abnimmt.

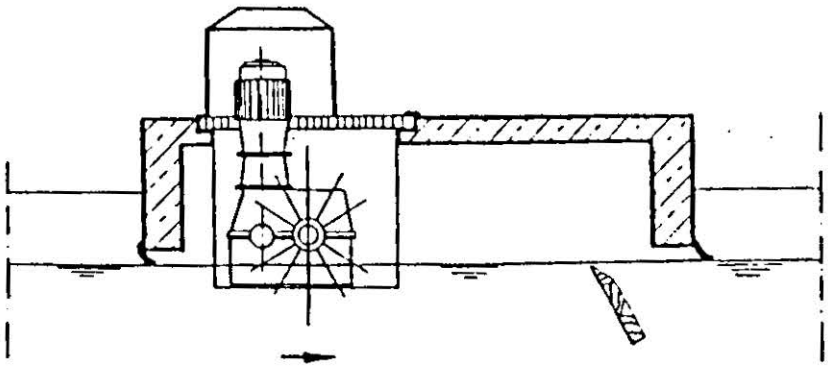


Abb.14: Mammutrotor

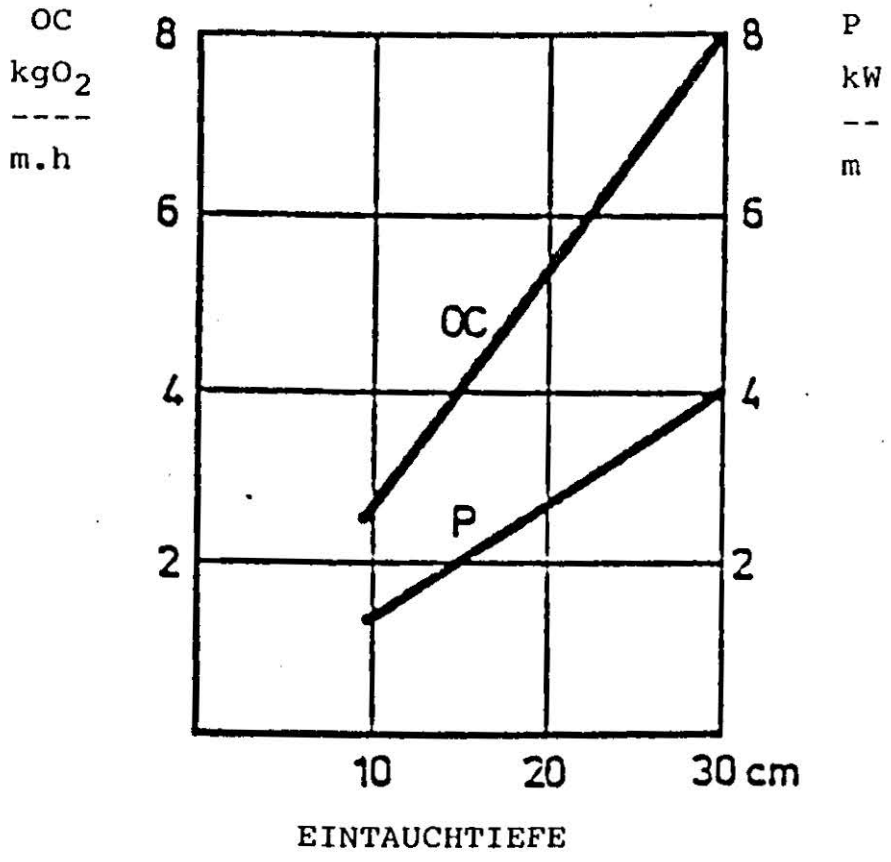


Abb.15: Sauerstoffzufuhrcharakteristik Mammutrotor

Ein Vorteil dieses Systemes ist, daß es ohne Vorklärung betrieben werden kann. Die Lager sind neben den Getrieben die gefährdeten Punkte der Walzenbelüftung. Dabei kommt der Schmierung wesentliche Bedeutung zu. Wichtig ist die korrekte Höhenausrichtung der Lager, die zu Beginn zweckmäßig im Probelauf unter Belastung zu prüfen ist.

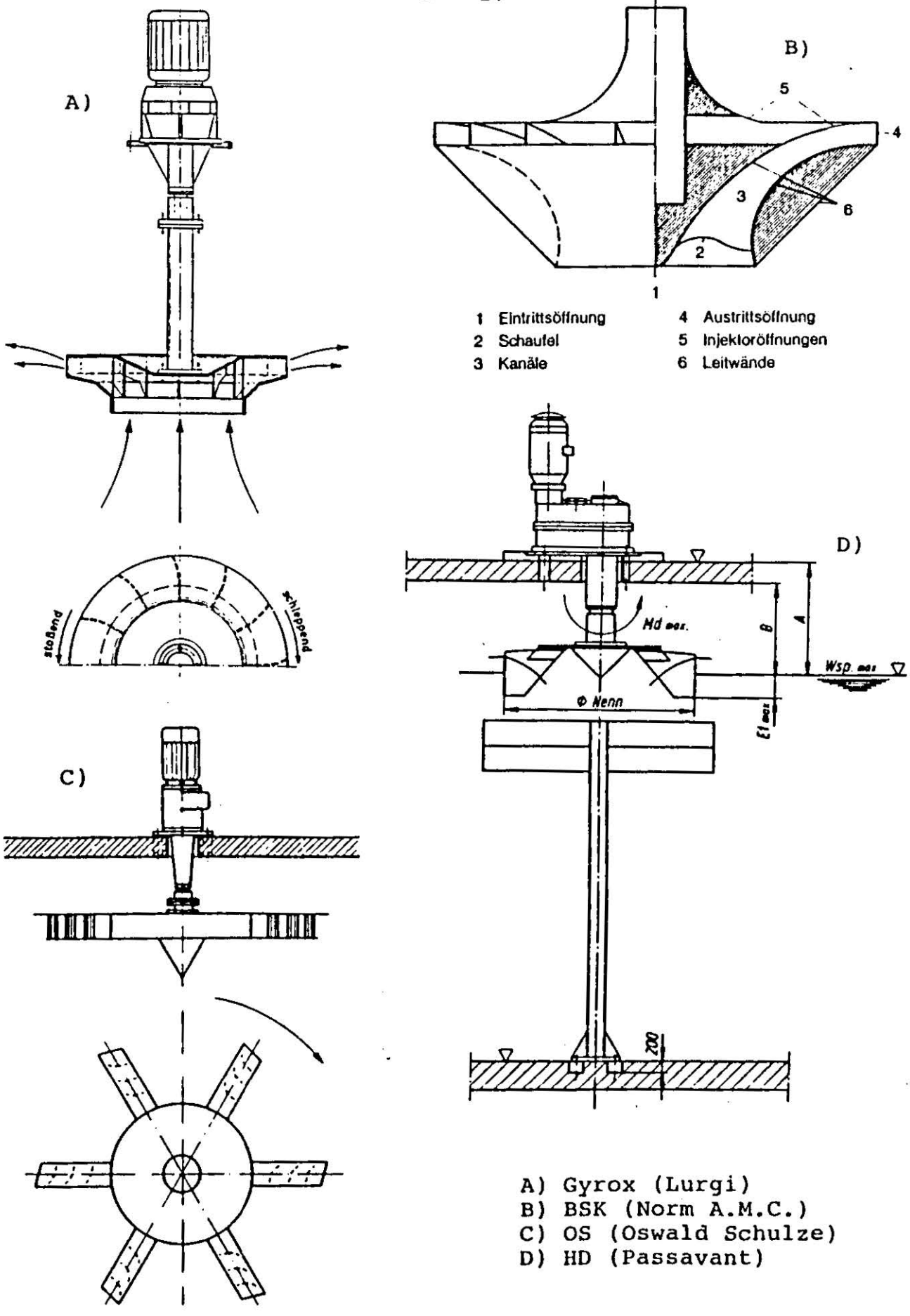
Bei großen Anlagen stellt die hohe Zahl der Antriebsaggregate und Getriebe einen gewissen Nachteil dar. Es werden daher in diesen Fällen auch Doppelrotoren, das heißt zwei Rotoren werden über einen Motor und ein Getriebe angetrieben, angeordnet.

Bedenken, daß eine Zerkleinerung des belebten Schlammes durch die mechanische Einwirkung der Stabwalze in der Nachklärung Schwierigkeiten bereitet, haben sich nicht bestätigt.

Walzenbelüfter werden heute in erster Linie bei Umlaufbecken verwendet. Die Beckenbreite richtet sich nach den üblichen Rotorlängen, die zwischen 3 und 9 Metern liegen. Die optimale Beckentiefe beträgt zwischen 2 und 3 Metern, im Einzelfall bis 4 Meter. Um die Strömung am Beckenende um 180° umzulenken, sind exzentrisch angeordnete senkrechte Leitwände vorzusehen. Die Umfassungswände in diesem Bereich sind ebenfalls strömungsgünstig auszubilden. Sind in einem Belebungsbecken mehrere Rotoren hintereinander angeordnet, so sollte der Rotorabstand nicht unter 15 Meter gewählt werden. Bei zu geringem Rotorabstand erhält man keine gleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung über der Beckenhöhe und Sauerstoffeintrag und Sauerstoffertrag nehmen ab (STALZER, FLECKSEDER 1975).

5.2 Kreiselbelüfter

Im Gegensatz zu den Walzenbelüftern rotieren die Kreiselbelüfter um eine vertikale Achse. Die verschiedenen Konstruktionen der Kreiselbelüfter haben als gemeinsames Prinzip die zentralsymmetrische Umwälzung, wobei das Wasser mittig von unten angesaugt und radial über die Oberfläche geworfen wird. Der Sauerstoffeintrag erfolgt in erster Linie in der durch den Kreisel erzeugten Turbulenzzone an der Oberfläche.



A) Gyrox (Lurgi)
B) BSK (Norm A.M.C.)
C) OS (Oswald Schulze)
D) HD (Passavant)

Abb.16: Kreiselbelüfter

Ein Teil der durch die Belüftungskreisel eingeschlagenen Luftblasen wird durch die Umwälzströmung in tiefere Schichten transportiert, so daß dadurch ein zusätzlicher Sauerstoffeintrag erreicht wird. Kreiselbelüfter können auch als Pumpen mit geringer Förderhöhe und hoher Förderleistung angesehen werden.
Kreiselbelüfter kann man grob in zwei Klassen einteilen:

- offene Kreisel greifen direkt in den Wasserkörper des Bekkens, neben dem Sog von unten erzeugen sie auch eine Rundströmung.
- geschlossene Kreisel sind Pumpenlaufrädern ähnlich, sie saugen das Wasser von unten an und werfen es aus.

Die Sauerstoffzufuhr OC_R kann für bestimmte Kreiselbelüftertypen durch folgende Gleichung dargestellt werden:

$$OC_R = a\ (1 + b.E).D^2.v_u^3$$

Hierin sind:

OC_R	(kg/m^3/d) ..	spezifische Sauerstoffzufuhr in Reinwasser
D	(m)	Durchmesser des Belüfterrotors
v_u	(m/s)	Umlaufgeschwindigkeit des Belüfterrotors
E	(cm)	Eintauchtiefe des Belüfterrotors
a	(kg.s^3/h/m^3)	Geometriefaktor
b	(1/cm)	vom Kreiselbelüftertyp abhängige Konstante

Damit wird die Sauerstoffzufuhr und besonders der Sauerstoffertrag eines bestimmten Kreiselbelüfters auch von der Form und Größe des Belebungsbeckens bzw. durch darin vorhandene Einbauten bestimmt. Bei einer Vergrößerung des Kreiseldurchmessers steigt die Sauerstoffzufuhr quadratisch und eine Zunahme der Umfangsgeschwindigkeit geht mit der dritten Potenz ein. Die Abhängigkeit der Sauerstoffzufuhr von der Umfangsgeschwindigkeit und dem Kreiseldurchmesser zeigt die folgende Abbildung.

SAUERSTOFFERTRAG

kgO_2/kWh

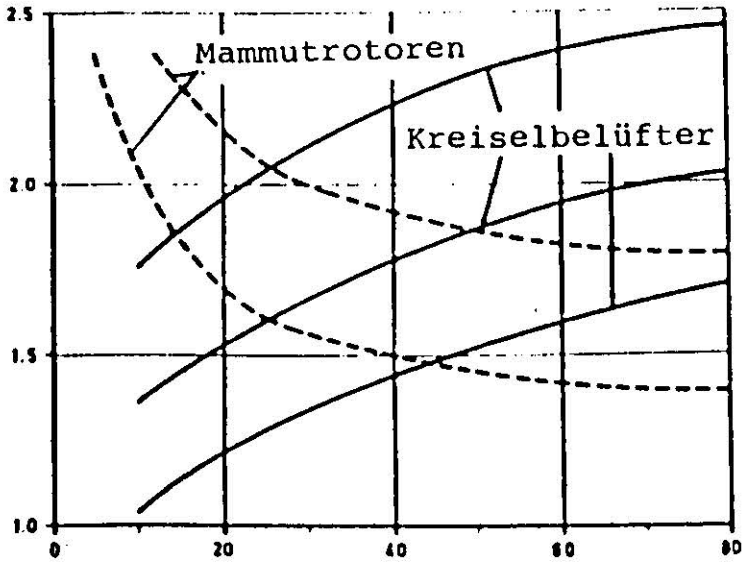


Abb.17: Zufuhrcharakteristik Kreiselbelüfter

Die durch die Umwälzung erzeugte Geschwindigkeit an der Bekkensohle muß so groß sein, daß keine Schlammablagerungen eintreten. Strömungsgeschwindigkeiten steigen bei gleicher Leistungsdichte (Watt/m^3 Becken) mit zunehmender Beckengröße an. Durch Abwasserinhaltsstoffe, die die Oberflächenspannung des Wassers herabsetzen, können die Strömungsverhältnisse im Belebungsbecken mit Kreiselbelüftern negativ beeinflußt werden.

In vielen Anlagen finden man nach einigen Betriebsjahren direkt unter den Kreiseln Löcher im Beton. Diese entstehen aufgrund von Kavitationserscheinungen. Es empfiehlt sich daher, stets unter dem Kreisel eine Stahlplatte anzuordnen.

Kreiselbelüfter können sowohl in Misch- als auch in Umlaufbecken eingesetzt werden. Bei Mischbecken sollte das Verhältnis von Beckenbreite zur Tiefe etwa 4 zu 1 betragen. Eine günstige Wassertiefe liegt zwischen 3 und 4 Metern.

Um die Belästigung durch Aerosole möglichst gering zu halten, sollte die Belüfterbrücke im Bereich des Kreisels möglichst groß gestaltet werden und weit bis zur Wasseroberfläche herabreichen. In quadratischen Becken mit nur einem Kreisel kann es bei bestimmten Drehzahlen und Eintauchtiefen zu starken Wellenbewegungen im Becken kommen. Hierdurch entstehen für Motor und Getriebe große Belastungen. Abhilfe kann durch den Einbau von Bremskreuzen unter dem Kreisel und durch horizontale und senkrechte Bremstafeln geschaffen werden. Auch eine schwimmende Anordnung der Kreisel für die Belüftung von Abwasserteichen und Oberflächengewässern ist möglich.

Im Gegensatz zu den Walzenbelüftern bei denen die Wirtschaftlichkeit bei steigender spezifischer Energie abnimmt, steigt bei den Kreiseln die Effizienz mit steigender Energiedichte.

5.3 Kegelstumpfbelüfter

Dieser ist ein neuartiges Belüftungssystem das sich zur Zeit im Entwicklungsstadium befindet (NESTMANN 1985). Hier werden die Eigenschaften eines selbstansaugenden Belüfters und jene eines Oberflächenbelüfters in Turbinenbauweise kombiniert. Durch die Drehbewegung des Kegelstumpfes entstehen in der Nähe des Rotors konzentrische Wirbel rings um den Kegelstumpf wodurch es zu einer Lufteinmischung und dadurch zu einem Sauerstoffeintrag in das Becken kommt. Auf der Kegeloberfläche sind Rippen angeordnet. Eine der Haupteinflußgrößen auf die Wirkungsweise des Kegelstumpfbelüfters ist der Öffnungswinkel des Kegels.

Das System befindet sich im Versuchsstadium und ist zur Zeit nicht von Bedeutung.

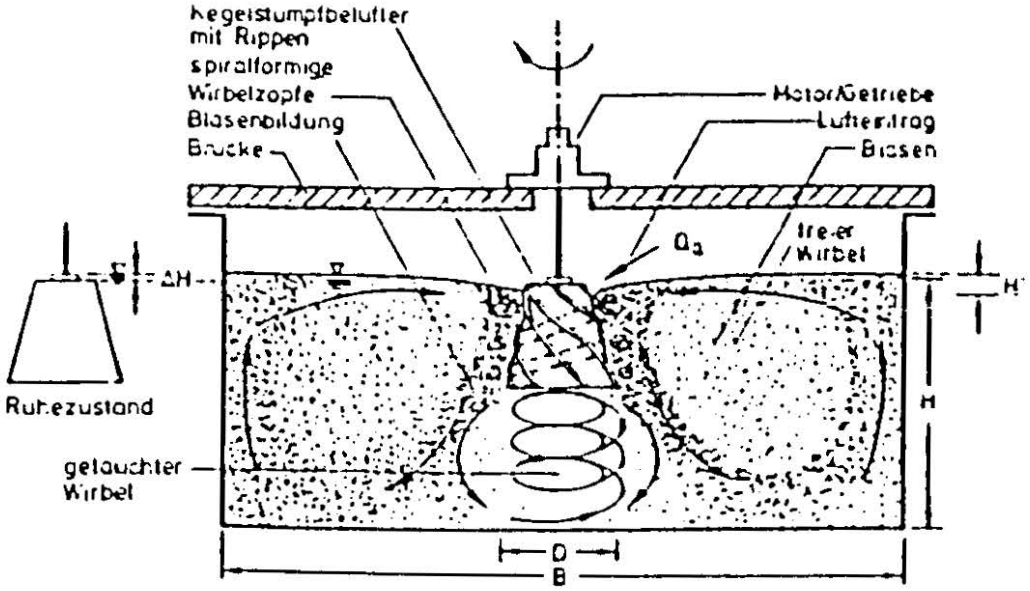


Abb.18: Kegelstumpfbelüfter

5.4 Strahlbelüftung

Bei der Strahlbelüftung wird die Möglichkeit, Luft mittels Wasserstrahlen ins Wasser einzuschlagen, die auf die Flüssigkeitsoberfläche auftreffen genutzt. Durch einen entsprechenden Neigungswinkel des Wasserstrahles wird gleichzeitig eine Strömung im Belebungsbecken erreicht, wodurch das Absetzen von Belebtschlamm verhindert wird.

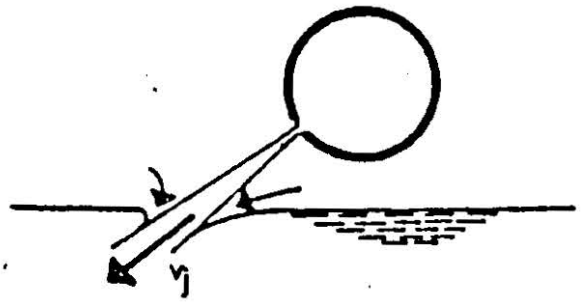


Abb.19: Strahlbelüftung

Als wichtigste Faktoren haben sich die spezifische Energie (kW pro m Rohr), die Auftreffgeschwindigkeit des Strahles auf die Oberfläche, die Fließgeschwindigkeit des Wassers im Becken und der elektrische bzw. hydraulische Wirkungsgrad

erwiesen. Bei konstanter Fließgeschwindigkeit im Becken und konstantem elektrischem bzw. hydraulischem Wirkungsgrad ergibt sich für zunehmende spezifische Energie eine Abnahme im Sauerstoffertrag. Eine Zunahme der Auftreffgeschwindigkeit ergibt ebenfalls geringere Sauerstofferträge. Die Auswertung umfangreichen Zahlenmaterials durch ZOLKARNIK (1980) mit Hilfe dimensionsloser Kennzahlen ergibt das gleiche Ergebnis, wonach die Effizienz des Sauerstoffeintrages mit steigender Strahlleistung abnimmt. Die Wasserstrahlbelüftung kann vom energetischen Standpunkt aus nur dann interessant sein, wenn ein großer Flüssigkeitsdurchsatz bei geringem Delta p zur Verfügung steht bzw. von der Pumpe aufgebracht wird. Diese Forderung macht allerdings wegen vieler notwendiger Bohrungen ein langes Rohrnetz notwendig, was im bezug auf die Investitionskosten und den Rohrleitungsdruckverlust ungünstig ist. Nach Angaben der Herstellerfirma sind unter günstigen Voraussetzungen im Reinwasser Sauerstofferträge bis 2,0 kgO_2/kWh zu erreichen (bei geringer Sauerstoffzufuhr pro m Belüfter). Außerdem ist eine Beeinträchtigung durch Abwasserinhaltsstoffe ebenso wie bei den anderen Oberflächenbelüftern gering wodurch der α-Wert mit ca. 0,9 angesetzt werden kann. Die Strahlbelüftung kann nur in Umlaufbecken eingesetzt werden. Es kommen Rund- oder Längsbecken zum Einsatz. Die günstigste Wassertiefe liegt im Bereich zwischen 3 und 4 Metern.

6. SONDERBAUFORMEN VON BELÜFTUNGSSYSTEMEN

Um den **Sauerstoffeintrag** von Belüftungssystemen zu **steigern** und um weitere **betriebliche** (Entfernung von Stickstoff- und Phosphorverbindungen) und **kostenmäßige Vorteile** zu erzielen, wurde eine Reihe von Sonderbauformen entwickelt. Zu diesen zählen Systeme die zum Teil mit vorher beschriebenen Belüftungseinrichtungen ausgerüstet sind, aber in Kombination

oder in **speziell geformten Becken** zum Einsatz kommen. Daneben kommen **getrennte Aggregate** zur **Umwälzung** des Beckeninhaltes in Form von Propellern mit oder ohne Leitrohren zum Einsatz.

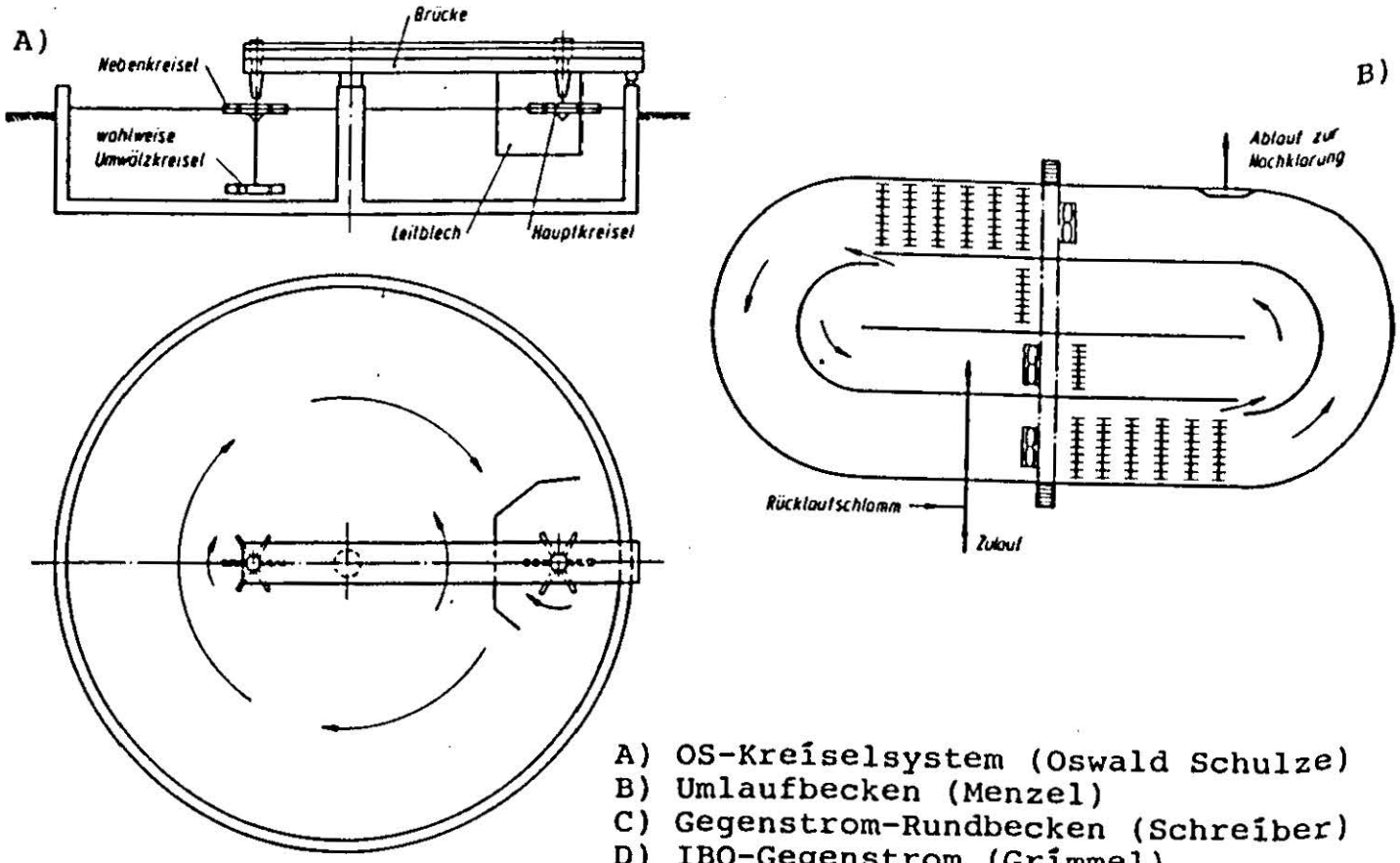
Ein weiterer Gedanke dieser Sonderbauformen ist der Einsatz von **Sauerstoff** anstatt Luft zur **Begasung**, dies bedingt spezielle Beckenformen um den Sauerstoff gut auszunutzen.

6.1 Systeme mit getrennter Umwälzung

Durch mechanische Umwälzeinrichtungen in Form von Rührern, Rohrpropellern oder Umwälzkreiseln wird im Rund- oder Umlaufbecken eine horizontale, in Rund- oder Rechteckbecken aber auch eine vertikale Umwälzströmung erzeugt. Für den Sauerstoffeintrag werden bei diesen Systemen zumeist feinblasige Belüfter eingesetzt, aber auch mechanische Belüfter an umlaufenden Brücken montiert und für die Abwasserumwälzung als auch für den Sauerstoffeintrag verwendet.

In runden Belebungsbecken können auf der Umlaufbrücke für den Sauerstoffeintrag auch Kreiselbelüfter und für die Abwasserumwälzung zusätzlich Umwälzkreisel montiert werden, auch das Anbringen von feinblasigen Belüftern (Rohrbelüfter, Dome,...) ist möglich.

Der betriebstechnische Vorteil der vorgenannten Systeme besteht in der Trennung von Umwälzung und Belüftung, da Sauerstoffzufuhr und Umwälzung den jeweiligen betrieblichen Anforderungen entsprechend getrennt gesteuert werden können. Diese Systeme werden auch häufig als Gegenstrombelüfter bezeichnet, da die in das Wasser eingeblasenen Luft nicht senkrecht aufsteigt, sondern durch eine horizontale oder vertikale umlaufende Wasserströmung abgelenkt wird.



A) OS-Kreiselsystem (Oswald Schulze)
B) Umlaufbecken (Menzel)
C) Gegenstrom-Rundbecken (Schreiber)
D) IBO-Gegenstrom (Grimmel)
E) OS-Kombi-System (Oswald Schulze)

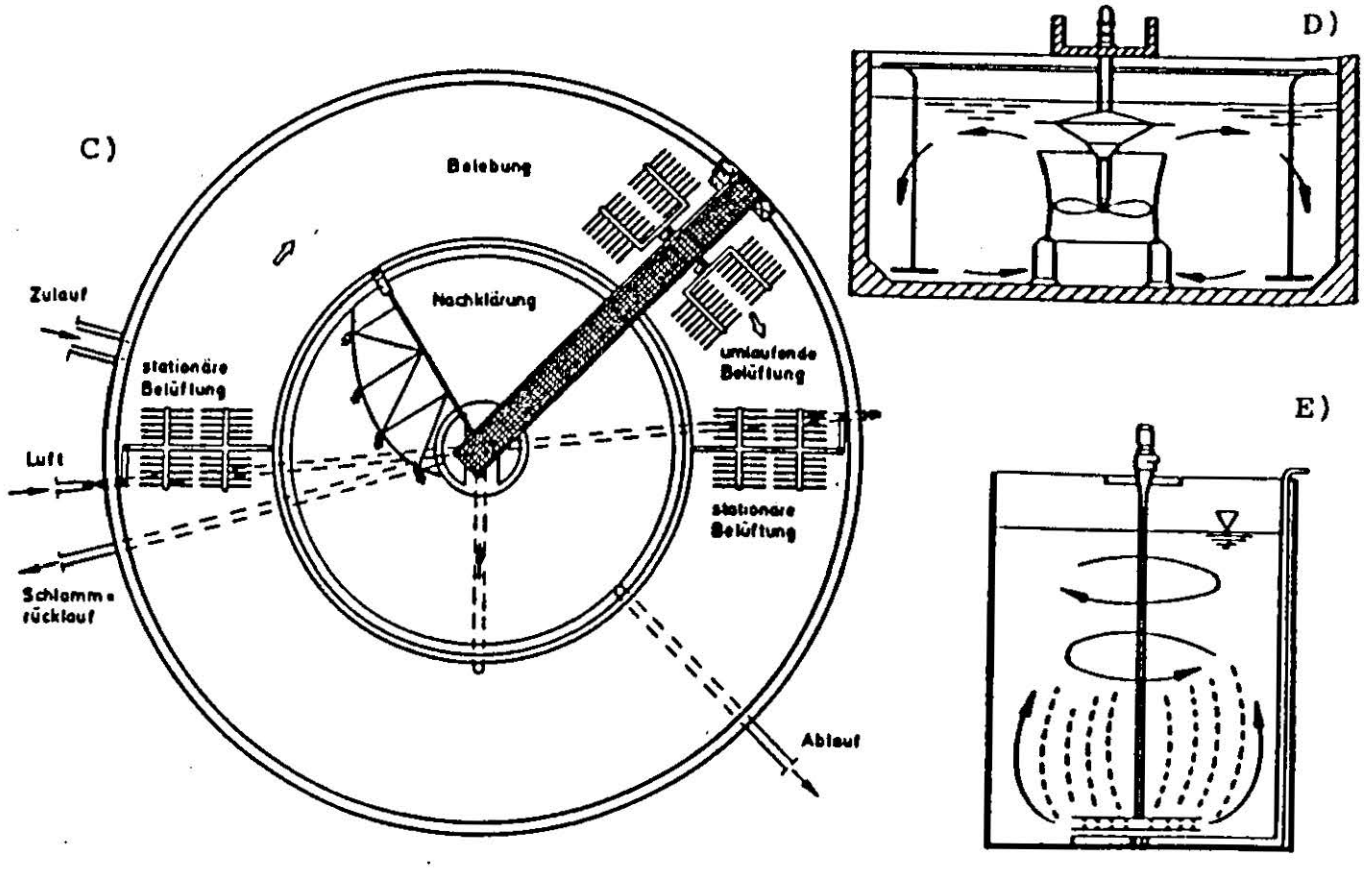


Abb.20: Systeme mit getrennter Umwälzung

6.2 Carrousel-System

Das Carrousel-System besteht aus einem Umlaufbecken in dem am Kopfende ein Kreiselbelüfter installiert ist.

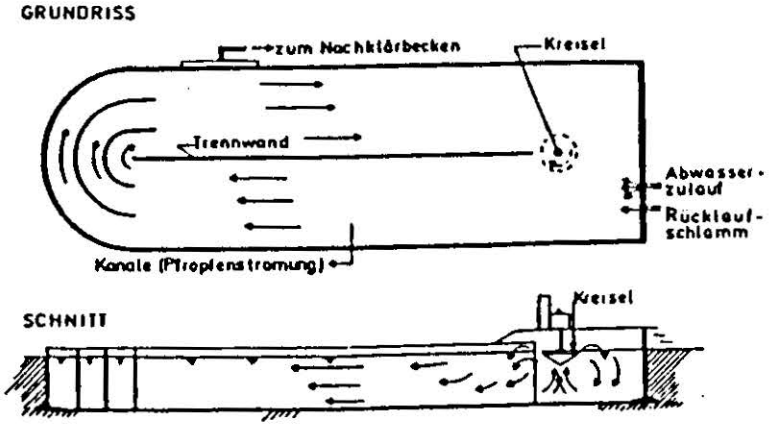


Abb.21: Carrousel-System

In der Kopfzone der Umlaufbecken bewirken die Kreiselbelüfter in Folge der dort hohen spezifischen Energiedichte einen günstigen Sauerstoffeintrag. Gleichzeitig wird durch den Kreiselbelüfter eine Umwälzströmung erzeugt. In schlaufenförmigen Umlaufbecken können zur Energieeinsparung bei sinkender Belastung einzelne Belüfterkreisel abgestellt werden. Durch die kopfseitige Anordnung der Kreiselbelüfter genügt es, diesen Beckenbereich abzudecken, um Aerosol- und Eisbildung zu vermeiden.

6.3 Tiefstrombelüftungsverfahren

Der Belebungsraum besteht aus zwei senkrechten, konzentrischen Zylindern. Im inneren Zylinder wird das Abwasser heruntergeführt und steigt im äußeren Zylinderring wieder auf. Der zur biologischen Reinigung erforderliche Luftsauerstoff wird im inneren Fallrohr eingetragen. So lange die Zirkulationsgeschwindigkeit größer als die Steiggeschwindig-

keit ist, wird die Luft zum Schachtboden mitgerissen. Für die Inbetriebnahme des Systems wird zuerst im Steigrohr Luft eingeblasen, bis die erforderliche Zirkulationsgeschwindigkeit erreicht wird. Dadurch, daß die Luftblasen nach unten gezogen werden, erhält man eine bedeutend größere Verweilzeit als der Einblastiefe entspricht.

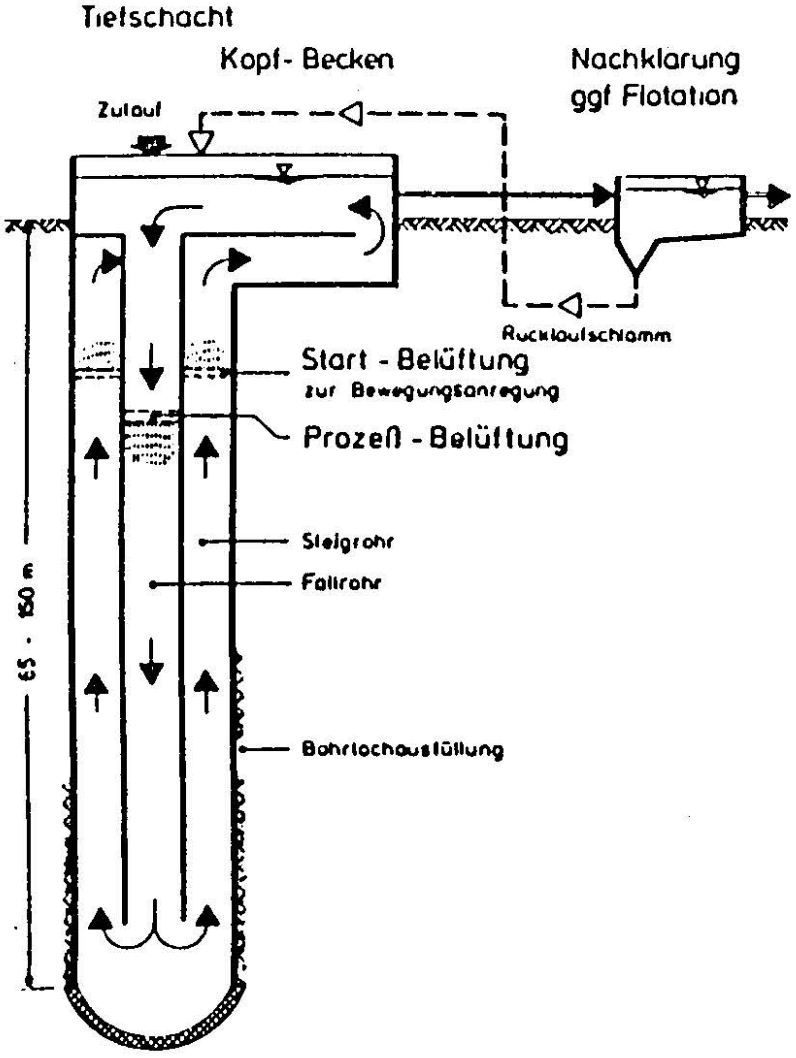


Abb.22: ICI-Tiefstrombelüftungsverfahren

Die Aufenthaltszeit der Luftblasen im Tiefschacht liegt bei etwa 3 Minuten gegenüber ca. 30sec bei einer konventionellen Druckbelüftung. Um eine vollständige Mischung von Abwasser und Luft zu erreichen sowie um den Sauerstoffübergang zu erhöhen, ist eine gute Turbulenz wichtig. In folge der Schacht-

bauweise bis zu 200 m Tiefe wird für das Belebungsbecken eine geringe Fläche benötigt. Kostengünstige Bauweisen setzen allerding geeignete Bodenverhältnisse voraus.

Die Anzahl der im Betrieb befindlichen Tiefschachtanlagen ist sehr gering, es liegen daher auch nur wenige Ergebnisse über Sauerstoffzufuhreingenschaften vor. Die bekannten Werte liegen in Größenordnungen von 3 bis 4 kg Sauerstoff/kWh.

6.4 Sauerstoffbegasung

Bei Anlagen die mit reinem Sauerstoff statt Luft begasen, können die gleichen Einrichtungen wie beim herkömmlichen Verfahren eingesetzt werden. Zur Steigerung der Sauerstoffausnutzung sind jedoch die Becken abzudecken und die Anlage in Kaskadenform auszubilden wodurch eine Verwendung des Abgases der 1. Kaskade in der 2. Kaskade zur Steigerung der Sauerstoffausnutzung möglich ist.

Nach dem Gesetz von Henry besteht eine direkte Abhängigkeit zwischen der Sättigungskonzentration des Sauerstoffs in der wässrigen Phase vom Partialdruck des Sauerstoffs in der Gasphase. Letzterer ist durch den Anteil des Sauerstoffs in der Gasphase, der in Luft bei rund 21 Vol% und in technischem Sauerstoff bei 90 bis 98 Vol% liegt, abhängig. Durch den höheren Partialdruck ist also eine höhere Sättigungskonzentration gegeben, die ihrerseits eine höhere Sauerstoffzufuhr ermöglicht. Diese wird genutzt, um in Belebungsanlagen hohe Raumbelastungen zu ermöglichen und dabei eine ausreichende Sauerstoffversorgung sicherzustellen. Der Sauerstoffeintrag kann dem Sauerstoffbedarf gut angepaßt werden.

Da der Partialdruck bei reinem Sauerstoff gegenüber Luft theoretisch um den Faktor 4,8 höher liegt, lassen sich im Belebungsbecken mit ökonomisch vertretbarem Aufwand höhere

Konzentrationen an gelöstem Sauerstoff einstellen.

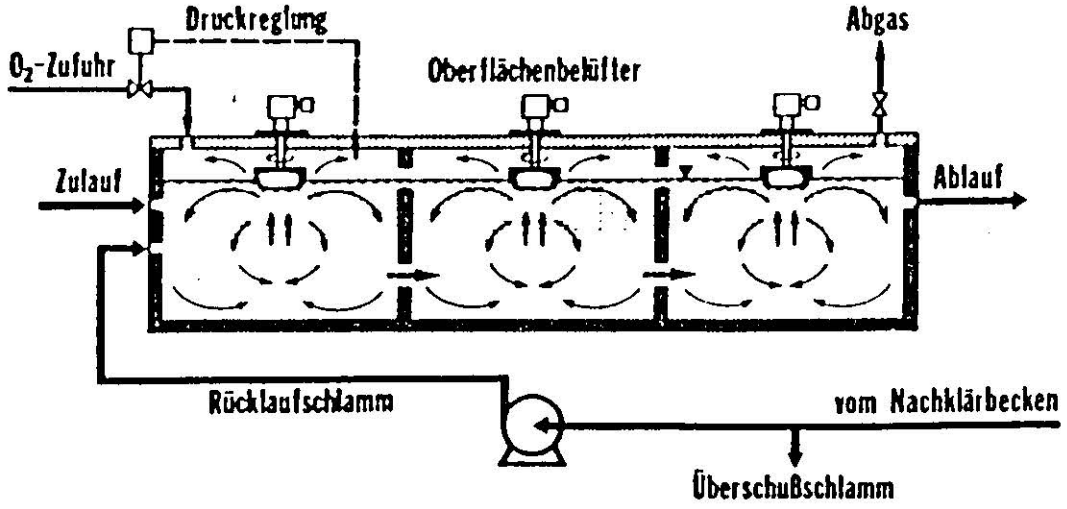


Abb.23: Sauerstoffbegasungsanlage

Das jederzeit verfügbare hohe Sauerstoffangebot ermöglicht theoretisch eine Erhöhung der Schlammkonzentration im Belebungsbecken (Kapazität der Nachklärbecken ?), ohne daß die Sauerstoffzufuhr zum begrenzenden Faktor wird. Daraus resultiert eine höhere Belastbarkeit und Abbauleistung je Raumeinheit. Außerdem bietet die Verwendung von Sauerstoff die Möglichkeit die Sauerstoffzufuhr in einem weiten Bereich den Belastungsschwankungen anzupassen.

Durch den Einsatz von Sauerstoffbegasung ist in der Praxis eine Reduktion des Abgasstromes auf etwa 1 % der Abluftmenge bei Luftbegasung möglich. Durch die starke Reduktion der Abgasmenge gegenüber konventionellen Verfahren können Geruchsemissionen weitgehend vermieden werden, bzw. wird dadurch eine Abgasbehandlung wirtschaftlich vertretbar.

Der notwendige Sauerstoff kann entweder auf der Kläranlage selbst erzeugt oder flüssig- bzw. gasförmig angeliefert werden.

Die Wirtschaftlichkeit dieser Systeme ist von zwei Faktoren abhängig, nämlich dem Energieaufwand für die Produktion des Sauerstoffs und dem Energieaufwand für das Eintragen des Sauerstoffs in das Belebtschlammabwassergemisch. Nach Untersuchungen auf Großanlagen (Denver, USA; Kishi-Sho-In, Japan) wird eine Effizienz von ca. 1,1 kgO_2/kWh erreicht. Dieser Wert deckt sich gut mit Angaben aus der Literatur (ATV 1985).

Die Begasung mit reinem Sauerstoff ist besonders für hochkonzentrierte organische Abwässer geeignet. Da die Abwasserreinigung in der Regel in einem geschlossenen System erfolgt, kann eine Beeinträchtigung der Umwelt durch Geruchsemissionen weitgehend verhindert werden. Falls erforderlich können die geringen Abgasmengen einer weiteren Behandlung zugeführt werden. Die Anwendung der Sauerstoffbegasung bietet sich daher besonders für Kläranlagen in dicht besiedelten Gebieten sowie bei Abwässern mit hohen Anteilen leicht flüchtiger, zu Geruchsemissionen führenden Inhaltsstoffen an.

Da die Anlagen zu Reinsauerstoffgewinnung relativ aufwendig sind, muß mit Ausfällen wärend des Betriebes gerechnet werden. Auch an das Bedienungspersonal werden höhere Ansprüche gestellt. Um einen sicheren Betrieb zu gewährleisten, müssen zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen vorgesehen werden.

Durch Belüftungszeiten von ein bis zwei Stunden wird nur eine BSB_5-Reduktion von ca. 90 % erreicht und es werden nur die leicht abbaubaren Stoffe entfernt. Um auch die schwerer abbaubaren Stoffe zu einem Großteil zu entfernen und einen kleinen Rest-COD sicherzustellen, ist auch bei der Reinsauerstoffbegasung eine Belüftungszeit von 3 bis 4 Stunden erforderlich.

Da die Belebungsbecken abgedeckt sind, sinkt der ph-Wert durch das sich bei der biologischen Reinigung bildende Kohlendioxyd ab (ca. pH=6,5) und behindert das Wachstum der

nitrifizierenden Bakterien. Wenn Nitrifikation erreicht werden soll, muß entweder durch Zugabe von Chemikalien neutralisiert oder eine zweite Stufe mit konventioneller Belüftung nachgeschaltet werden.

7. AUSWAHLKRITERIEN UND EINSATZBEREICHE FÜR BELÜFTUNGSSYSTEME

Einer der begrenzenden Faktoren des Belebungsverfahrens ist die Sauerstoffzufuhr. Der Wahl des Belüftungssystems kommt daher für den Erfolg der Abwasserreinigung eine besondere Bedeutung zu. Bereits bei der **Ausarbeitung des Verfahrenskonzeptes** der Abwasserreinigungsanlage (entsprechend den Anforderungen der Immissionsrichtlinien) sind Möglichkeiten und Grenzen der Belüftungssysteme entsprechend den örtlichen Bedingungen zu berücksichtigen.

Aus dem Verfahrenskonzept ergeben sich **technische und wirtschaftliche Anforderungen** an das Belüftungssystem, welche mit den technischen und wirtschaftlichen **Eigenschaften** des Belüftungssystems in Einklang zu bringen sind. Andernfalls beeinflussen die Eigenschaften des Belüftungssystems das Verfahrenskonzept, sodaß hier Änderungen vorgenommen werden müssen, bis eine Übereinstimmung hergestellt ist. Ausgangsbasis zur Wahl des Belüftungssystems sind Überlegungen, wie das vorgesehene Verfahrenskonzept am besten realisiert werden kann (v.d.EMDE 1980).

Optimale Lösungen für Belüftungssysteme und Belebungsanlagen sind in konstruktiver und betrieblicher Hinsicht nur durch zweckmäßige **Zuordnung von Verfahrenskonzepten, Beckenform und Belüftungssystem** zu erreichen. Der Grad der geforderten Abwasserreinigung und die Abwasserbeschaffenheit bestimmen die Verfahrenstechnik. Die daraus resultierenden betrieblichen Anforderungen führen zu ein- oder zweistufigen Anla-

gen oder zu Misch-, Durchlauf-, Kaskaden- oder Umlaufbecken. Diese verschiedenen Systeme bedingen wiederum unterschiedliche Sauerstoffeintragswerte und eine bestimmte Verteilung des Sauerstoffs im Belebungsbecken als auch Umwälz- und Mischverhältnisse.

Die Leistungsfähigkeit eines Belüftungssystems kann nur durch Berücksichtigung aller technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkte beurteilt werden, die für den gesicherten Betrieb einer Belebungsanlage Voraussetzung sind.

Manche Abwässer aus Industriebetrieben neigen zu Blähschlammbildung. Durch ein vorgeschaltetes hoch belastetes Mischbecken (Selektor), aber auch durch die Zugabe von Chemikalien in das Belebungsbecken können die **Schlammeigenschaften** verbessert werden. In der Literatur wird berichtet, daß bei einzelnen Industrieabwässern Oberflächenbelüfter mit einer starken Scherwirkung zu einem besser flockenden Schlamm führten als bei einer parallel dazu betriebene feinblasige Belüftung.

Die Menge und Schmutzfracht des zu behandelnden Abwasserstromes hat entscheidenden Einfluß auf die Größe der Anlage. Dabei ist es wesentlich, ob es sich um **kommunales** oder **industrielles Abwasser**, bzw. um eine Mischung mit unterschiedlichsten Anteilen handelt. Die Anforderungen an kleine Anlagen für häusliches Abwasser, die nur stundenweise am Tag gewartet werden bzw. an Belüftungssysteme die auf Großanlagen oder Betriebsabwasserreinigungsanlagen im Einsatz sind, sind entsprechend unterschiedlich.

Je nach dem zur Verfügung stehenden **Platz** wird man Becken mit großer **Oberfläche** und geringer **Tiefe** bzw. Becken mit großer Tiefe und kleiner Oberfläche zu errichten suchen. Die Wahl der Beckentiefe hat eine wesentliche Rückwirkung auf das einzusetzende Belüftungssystem. Der wirtschaftlich

optimale Bereich von Oberflächenbelüftern, z.B. Stabwalzen, liegt bei 2 - 4 m, wogegen bei statischen Belüftern und Injektorbelüftern erst bei Beckentiefen über 6 m wirtschaftlich gearbeitet werden kann. **Untergrundverhältnisse** wie die Bodenart, Höhe des Grundwasserspiegels und des Hochwasserspiegels beeinflussen maßgeblich die zu wählende Beckentiefe.

Aus energetischer Sicht ist der **Sauerstoffertrag** in kgO_2/kWh bzw. kWh/BSB_5 ein Vergleichswert für die Wahl des Belüftungssystems. Daneben ist jedoch die **Sauerstoffzufuhr** in kgO_2/h ein sehr wesentlicher Wert. Das vorgesehene Belüftersystem muß in jedem Falle unter Berücksichtigung der Abwassereigenschaften, der Einsatzart und der Betriebsweise den gestellten Anforderungen an die Sauerstoffzufuhr und Abwasserumwälzung genügen.

Für die Wahl des Belüftersystemes sind die zu erwartenden Betriebsverhältnisse und der erforderliche **Regelbereich** zu ermitteln. Es ist dann zu prüfen, welches Belüftungssystem unter diesen Verhältnissen günstige Sauerstoffertragswerte erbringt. Die **hydraulischen Verhältnisse**, die im Belebungsbecken durch das Belüftungssystem oder Systeme zur getrennten Umwälzung erreicht werden, sind ein weiteres wichtiges Auswahlkriterium. Umwälzung oder Durchströmung müssen so hoch sein, daß belebter Schlamm, Biomasse, Substrate und Sauerstoff gleichmäßig vermischt und Schlammablagerungen an der Beckensohle verindert werden.

Im Hinblick auf die steigenden Ansprüche an den Umweltschutz ist bei der Wahl der Belüfter zu berücksichtigen, daß durch geeignete Maßnahmen **Aerosol-** als auch **Lärm-** und **Geruchsemissionen** vermieden werden.

Wenn die verfahrenstechnischen Anforderungen erfüllt sind, bleibt die Frage der **Bewährung** des Belüftungssystems unter den gegebenen bzw. den zu erwartenden Betriebsverhältnissen.

Die **Betriebssicherheit** und **Verfügbarkeit** des Belüftungssystems dürfen weder durch Abwasserinhaltstoffe, betriebliche und klimatische Schwankungen und insbesondere nicht durch technisch unzureichende Ausrüstung und Materialwahl gefährdet werden. Von Bedeutung ist hierbei die Verstopfungsanfälligkeit bei Druckbelüftern und das Festsetzen von Faserstoffen an bewegte Teile von Oberflächenbelüftern. Ferner muß die Beständigkeit gegen mechanische und chemische Angriffe und nicht zuletzt die Betriebssicherheit und ein geringer Wartungsaufwand für die Belüfter, Gebläse, Getriebe und Motoren gegeben sein. Neben den zu erwartenden **Anschaffungskosten** und **Betriebskosten** des Belüftungssystems wird bei den heutigen Lohnkosten der Aufwand für zusätzliche **Wartungsarbeiten** bedeutend. So ist bei kleineren Anlagen der Aufwand für zusätzliche tägliche Wartungsarbeiten bedeutend höher als der durch den eventuell erhöhten Leistungsbedarf eines betriebssicheren Belüftungssystems mit geringerem Sauerstoffertrag. Betriebssicherheit muß besonders auf kleineren Kläranlagen daher Vorrang haben.

Wichtig ist, daß der Sauerstoffertrag bei einer Reihe von Belüftungssystemen keine konstante Größe ist, sondern von der Energiedichte abhängt. Die Energiedichte wird von der Auslastung der Anlage beeinflußt, aber auch von den täglichen und saisonbedingten Schwankungen der Sauerstoffzufuhr.

Ein echter **Kostenvergleich** verschiedener Belüftungssysteme ist nur über die **Jahreskosten** (Kapitalkosten und Betriebskosten) der gesamten Abwasserreinigungsanlage möglich. An den gesamten Jahreskosten einer Belebungsanlage macht der Kapitaldienst für die maschinelle Einrichtung des Belebungsbeckens nur etwa 5 % aus. Wesentlich größer ist der Einfluß der Energiekosten, die in der Größenordnung von etwa 15 % der Gesamtjahreskosten liegen. Die Energiekosten werden durch den Sauerstoffertrag des Belüftungssystems unter

Betriebsbedingungen und der Möglichkeit, die Sauerstoffzufuhr an den Sauerstoffverbrauch anzupassen, bestimmt. Es ist daher zweckmäßig, den Sauerstoffertrag und die Steuerungsmöglichkeit stärker bei der Wahl des Belüftungssystems zu berücksichtigen. Eine alleinige Betrachtung der Anschaffungskosten als Entscheidungskriterium für die Auswahl eines Belüftungssystems ist daher nicht zielführend.

8. LITERATUR

ATV: Anwendung der Sauerstoffbegasung beim Belebungsverfahren, Arbeitsbericht des ATV-FA 2.6.2, Heft 12 (1985)

DANCKWERTS P.V.: Gas-Liquid Reactions, 1970, McGraw-Hill Book Company, New York/London/Düsseldorf

v.d.EMDE W.: Entscheidungskriterien bei der Wahl von Belüftungssystemen, Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", (1980), TU-Wien

HABERL R.: Persönliche Mitteilung

HIGBIE R.: The rate of absorption of pure gas into a still liquid during short periods of exposure, Trans.Amer.Instn.Chem. Engrs. 31 (1935), 365-89

LEWIS W.K., WHITEMAN W.G.: Principles of gas absorption, Ind.Engng.Cem. 16 (1924) 12, 1215-20

NESTMANN F.: Entwicklung und erste Erfahrungen mit dem Kegelstumpfbelüfter, 7. Wassertechnisches Seminar, Schriftenreihe WAR Darmstadt, 1985, 33-67

SCHWAGER A.,GUJER W.: pH Berechnung beim Belebtschlammverfahren und Auswirkungen des pH Wertes auf die Nitrifikation, EAWAG Verbandsbericht 348, VSA-Tagung 8.5.87

STALZER W.F., FLECKSEDER H.: Strömungsverhältnisse, Energieaufnahme und Sauerstoffzufuhr in langgestreckten Umlaufbecken am Beispiel der Kläranlage Wien-Blumental, Österr. Abwasser Rundschau, 1975, 82-89

ZOLKARNIK M.: Verfahrenstechnik, 13, (1979), 7/8, 601-604

ZOLKARNIK M.: Eignung und Leistungsfähigkeit von Oberflächenbelüftern für biologischen Abwasserreinigungsanlagen, Korresp.Abwasser 27 (1980), 14-21

ZOLKARNIK M.: Koaleszenzphänomene im System gasförmig/flüssig und deren Einfluß auf den O_2-Eintrag bei der biologischen Abwasserreinigung, Korresp.Abwasser 27 (1980), 728-734

FREY Wilhelm Dipl.Ing.
Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien

SAUERSTOFFZUFUHR
MESSEN, STEUERN, REGELN

W. Frey

1. MESSUNG DER SAUERSTOFFZUFUHR

Zur Feststellung des Leistungsvermögens von Belüftungssystemen werden Sauerstoffzufuhrversuche durchgeführt. Zur Zeit existieren in der Bundesrepublik Deutschland, Österreich und in den USA verbindliche Vorschriften nur für **Reinwasserversuche.** Für Vergleichszwecke sind Reinwasserwerte sehr brauchbar, aber die Anlagenplaner und Anlagenbetreiber interessiert im Hinblick auf eine gesicherte Abwasserreinigung sowie aus Kostengründen das Sauerstoffzufuhrvermögen eines Systems unter **Betriebsbedingungen.**

Im Reinwasser bieten sich sinnvollerweise Versuche mit steigendem Sauerstoffgehalt nach den bestehenden landesspezifischen Vorschriften an.

Versuche unter Betriebsbedingungen können im **Durchlaufbetrieb** und im **Standversuch ohne Rücklaufschlamm und Abwasserzufuhr** durchgeführt werden (KAYSER 1977). Außerdem ist es möglich, mit **ansteigendem** Sauerstoffgehalt (Absorptionsversuche) und mit **abnehmenden** Sauerstoffgehalt (Desorptionsversuche) zu arbeiten. Auf Grund der bestehenden theoretischen Zusammenhänge (KAYSER 1982) kann die Auswertung von Desorptionsversuchen analog den Absorptionsversuchen durchgeführt werden.

Weiters kann über eine **gasseitige Stoffbilanz** die Sauerstoffzufuhr ermittelt werden. Die Anwendbarkeit der Sauerstoffausnutzungsmethode (delta O_2-Methode, off gas-Methode)

ist in der Regel auf druckbelüftete abgedeckte Anlagen beschränkt. Der Vorteil liegt in der integralen Erfassung der Sauerstoffzufuhr auch bei Durchlaufbetrieb.

Neben diesen bekannten und hinreichend erprobten Verfahren gibt es die Möglichkeit mit **Tracern** zu arbeiten (NEAL 1979).

Die Abschätzung der Sauerstoffzufuhr über den Sauerstoffverbrauch (**Atmung**) und den Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken ist zwar die einfachste aber auch die mit den größten Fehlern behaftete Methode. Für die Bestimmung des Sauerstoffverbrauches werden manchmal auch CSB-Bilanzen herangezogen. Da diese aber mindestens eine Woche erfassen muß, ergibt sich die Schwierigkeit jenen Sauerstoffgehalt zu finden, der dem berechneten Sauerstoffverbrauch zuzuordnen ist, um damit die Sauerstoffzufuhr zu errechnen.

1.1 Auflüftungsversuche in Reinwasser

Grundsätzlich wird empfohlen, nach den jeweiligen Landesvorschriften zu arbeiten. Eine vergleichende Gegenüberstellung findet sich in der Literatur bei KAYSER (1986). In Österreich gilt für Reinwasserversuche die ÖNORM M5888. Der Grundgedanke der Arbeitsvorschrift wird nur sehr kurz dargestellt und im folgenden auf die kritischen Teile der Versuchsdurchführung eingegangen.

1.1.1 Theoretische Zusammenhänge

Wird sauerstofffreies Wasser belüftet, so steigt der Sauerstoffgehalt zu Beginn schnell und dann immer langsamer, bis ein Endwert, der sogenannte Sättigungswert erreicht ist. Der Endwert wird umso rascher erreicht, je größer das Sauerstoffzufuhrvermögen der Belüftungseinrichtung ist. Die in

der Zeiteinheit zugeführte Sauerstoffmenge ist dem jeweiligen Sauerstoffdefizit (Sauerstoffsättigung minus Sauerstoffgehalt im betrachteten Zeitpunkt) proportional. Solche physikalischen bzw. chemischen Umsetzungsvorgänge werden als Reaktionen erster Ordnung bezeichnet.
Durch folgende Differentialgleichung kann der Belüftungsvorgang beschrieben werden (KAYSER 1967,1977):

$$\frac{dc}{dt} = k_L a \cdot (c_{s,v} - c) \qquad \text{Glg.(1)}$$

$\frac{dc}{dt}$	($g\ O_2/m^3/h$)	... Sauerstoffzufuhr
$k_L a$	(h^{-1})	..... Belüftungskoeffizient
$c_{s,v}$	(g/m^3)	..... Sättigungswert im Versuch
c	(g/m^3)	..... Sauerstoffgehalt

Durch Integration der Differentialgleichung ergibt sich:

$$c = c_s - (c_s - c_0) \cdot e^{-k_L a \cdot t}$$

An dieser Stelle soll auf die immer mehr Platz greifende Praxis der Datenerfassung mittels Computer und die damit verbundene Auswertemethode mit Hilfe von Programmen zur Nichtlinearen Regression hingewiesen werden. Unser Institut verwendet derzeit einen tragbaren Personalcomputer mit einer zusätzlich installierten Analog-Digital-Wandlerkarte und einer Meßwerterfassungssoftware "von der Stange". Die Auswertung der Daten erfolgt mit dem von der ASCE 1984 veröffentlichten Programm.

Ziel der Auswertung ist die Bestimmung des Belüftungskoeffizienten $k_L a$. Als Nennleistung der Belüftungseinrichtung (OC_{10} in $mgO_2/l/h$ bzw $gO_2/m^3/h$) ist die Sauerstoffzufuhr bei einem Sauerstoffgehalt von 0 $mgO_2/l/h$, einer Temperatur von +10°C und einem Luftdruck von 1013 hPa definiert.

Da Sauerstoffzufuhrversuche in der Regel nicht unter Standardbedingungen durchgeführt werden können, müssen k_La und c_s auf Standardtemperatur (Index s) umgerechnet werden (in der Praxis mit dem $f_{T,10}$ Wert). Es gilt

$$k_La_{(10)} = k_La_{(T)} \cdot 1{,}024^{(10-T)}$$
$$c_{s(10)} = c_{s(10)} \cdot (c_{ss(10)}/c_{ss(T)})$$

Das Sauerstoffzufuhrvermögen der Belüftungseinrichtung (OC_{10}) ergibt sich nach ÖNORM M5888 zu:

$$OC_{10} = k_La_{(T)} \cdot c_{s,T} \cdot f_{T,10} \qquad \text{Glg.(2)}$$

OC_{10} (g $O_2/m^3/h$) .. Sauerstoffzufuhrvermögen bei T = 10°C, p = 1013 hPa

$k_La_{(T)}$ (h^{-1}) ..... Belüftungskoeffizient bei Versuchstemperatur

$c_{s,T}$ (g/m^3) ..... Sättigungswert für Sauerstoff in destilliertem Wasser bei 1013 hPa und Versuchstemperatur

$f_{t,10}$ (1) ..... Temperaturkorrekturfaktor

Bei Druckbelüftungssystemen ist ein Korrekturfaktor, der den Einfluß der Einblastiefe (ET in Meter) auf den Sättigungswert berücksichtigt, in die Rechnung einzubeziehen. Der korrigierte Sättigungswert ($c_{s,T-ET}$) berechnet sich zu

$$c_{s,T-ET} = c_{s,T} \cdot \left(1 + \frac{ET}{20{,}7}\right)$$

Der Wert OC_{10}, der mit dem beschriebenen Verfahren ermittelt wird ist unabhängig von den spezifischen Gegebenheiten bei der Versuchsdurchführung wie Luftdruck, Meereshöhe und Temperatur.

Mit dem Volumen des Belebunbsbeckens läßt sich dann die, durch das Belüftungssystem eingetragene Sauerstoffmenge pro

Stunde, der Sauerstoffeintrag OC^*, wie folgt berechnen:

$$OC^* = OC_{10} \cdot V_{BB} / 1000 \qquad \text{Glg.(3)}$$

OC^* (kg O_2/h) .... Sauerstoffeintrag
V_{BB} (m^3) ..... Wasservolumen im Belüftungsbecken

Aussagen über die Wirtschaftlichkeit eines Belüftungssystems können durch die Ermittlung des Sauerstoffertrages (O_p) gemacht werden.
Der Sauerstoffertrag ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$O_p = OC^* / P \qquad \text{Glg.(4)}$$

OC^* (kg O_2/h) .... Sauerstoffeintrag
P (kW) ..... Leistungsaufnahme der Belüftungseinrichtung
O_p (kg O_2/kWh) .. Sauerstoffertrag

1.1.2 Praxis von Reinwasserversuchen

Für die Qualität eines Versuches ist die Zugabe des **Natriumsulfites**, fest oder vorgelöst, von entscheidender Bedeutung. Wichtig ist eine möglichst **gleichmäßige Verteilung.** Bei Anlagen mit getrennter Umwälzung kann, wenn keine Beinträchtigung der Belüftungselemente erwartet wird, das Natriumsulfit bei abgestellter Luftzufuhr zugegeben werden. In Druckluftanlagen ohne Mischeinrichtung muß die Chemikalienzugabe bei geringster Luftmenge gleichmäßig über die gesamte Bekkenoberfläche erfolgen. Oberflächenbelüfter in Umlaufbecken müssen schon während der Natriumsulfitzugabe mit der zu testenden Leistung betrieben werden um stabile Strömungsverhältnisse zu haben.

Die Betriebsweise des Belüftungssystemes vor dem Versuch und

während der Chemikalienzugabe ist im Einzelfall mit dem Lieferanten bzw. Projektanten des Belüftungssystemes abzuklären. Hierbei ist speziell auf die Strömungsverhältnisse im Becken und das Verhalten der Belüfterelemente bei Abstellen der Druckluft einzugehen.

Die Frage nach der **Überdosierung** des Natriumsulfits ist mit den hydraulischen Verhältnissen im Belüftungsbecken, der Anlagenauslegung (Hochlastanlage - hohe Sauerstoffzufuhrleistung), der Anlagenkonzeption (tiefe Becken - Übersättigung) und den Umgebungsbedingungen (Wassertemperatur) verbunden. Die sich in manchen Fällen ergebenden Überdosierungen sind nicht immer praktikabel. In der Versuchspraxis kommt man, wie viele Versuche gezeigt haben, mit maximal 100% Überdosierung aus.

Die Anbringung der Sauerstoffsonden muß so erfolgen, daß eine ausreichende Anströmgeschwindigkeit gewährleistet ist, eventuell sind Anströmeinrichtungen vorzusehen. Durch den vermehrten Einsatz von flächigen Druckbelüftungssystemen ist die Forderung, die Sonden nicht im direkten Blasenaufstiegsbereich anzuordnen, in manchen Fällen nicht zu erfüllen. Hier muß durch geeignete Sondenanordnung, z.B. mit nach oben oder zur Seite gerichteten Sondenköpfen, eine Beeinflussung des Meßwertes durch aufsteigende oder hängenbleibende Blasen vermieden werden.

Zur Beurteilung des Belüftungssystemes ist die Erfassung der Antriebsleistung von Verdichtern, Umwälzpumpen und Mischeinrichtungen notwendig. Eine Feststellung der anderen Anlagenparameter wie z.B. Treibwassermenge oder Luftdurchsatz ist, schon zu Vergleichszwecken, günstig. Die Erfassung dieser Daten ist oftmals recht aufwendig, z.B. bei direkt über Gasmaschinen getriebenen Turboverdichtern, und wird da in den wenigsten Fällen geeignete, dh. aber auch mit ausreichender Genauigkeit arbeitende, Meßgeräte auf den Anlagen

installiert sind häufig zu wenig beachtet und unterschätzt.

1.2 Durchführung von Versuchen unter Betriebsbedingungen

Unter sonst gleichen Bedingungen können sich zwischen Betriebsverhältnissen und Reinwasser unterschiedliche k_La- und c_s-Werte ergeben. Die Abweichungen der Betriebsverhältnisse von den Reinwasserbedingungen werden durch die Faktoren α und β erfaßt.

$$k_La_{(Betrieb)} = \alpha \cdot k_La = k_La'$$
$$c_{s(Betrieb)} = \beta \cdot c_s = c_s'$$

1.2.1 Absorptions- und Desorptionsversuche nach KAYSER

Die Versuchstechnik ist bei KAYSER 1977,1982 ausführlich beschrieben und soll hier nur ansatzweise dargestellt werden.

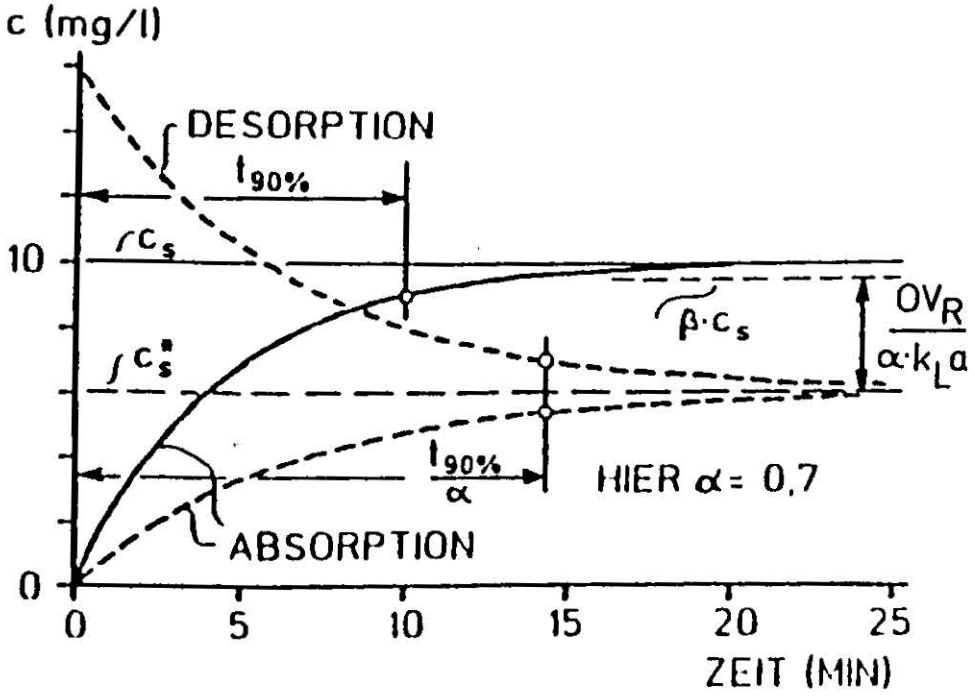


Abb.1: Sauerstoffzufuhr im Standversuch mit belebtem Schlamm (aus KAYSER 1986)

Der Sauerstoffgehalt wird bei Versuchsbeginn entweder durch Drosselung der Belüftung stark abgesenkt oder durch Zugabe von Wasserstoffperoxid künstlich erhöht. Wird hiernach die Belüftung wieder eingeschaltet, so beginnt sich der Sauerstoffgehalt zu verändern und nimmt nach einer gewissen Zeit einen konstanten Wert (virtuelle Sättigung c_s*) an. Der Vorgang ist in Abbildung 1 dargestellt.

Für Versuche mit steigendem Sauerstoffgehalt ohne Abwasser- und Rücklaufschlammzufuhr gilt die von HIXON und GADEN (1950) genannten Differentialgleichung

$$\frac{dc}{dt} = k_La'. (c_s' - c) - OV_R \qquad \text{Glg.(5)}$$

$\frac{dc}{dt}$	(g $O_2/m^3/h$)	... Sauerstoffzufuhr
k_La'	(h^{-1})	..... Belüftungskoeffizient Betrieb
c_s'	(mg/l)	..... Sättigungswert Betrieb
c	(mg/l)	..... aktueller Sauerstoffgehalt
OV_R	(mg/l/h)	..... Atmung des belebten Schlammes

Die (')-Zeichen sollen andeuten, daß die Werte unter Betriebsbedingungen gemessen wurden. Wenn OV_R sich während des Versuchs nicht ändert, was in Anbetracht der Kürze der Versuche zu ermöglichen ist, und c gleich dem "virtuellen Sättigungswert" c_s* ist, gilt dc/dt = 0 (da sich der Sauerstoffgehalt ja nicht mehr verändert). Mit diesen Randbedingungen erhält man aus Gleichung 5

$$OV_R = k_La'(c_s' - c_s^*) \qquad \text{Glg.(6)}$$

Wird dies wieder in Glg. 5 eingesetzt, erhält man

$$\frac{dc}{dt} = k_La'. (c_s^* - c) \qquad \text{Glg.(7)}$$

Diese Beziehung ist fast identisch mit der Auswerteformel (1) für Reinwasserversuche. Anstatt der tatsächlichen Sättigungsdefizite $c_s - c$ sind bei der Auswertung von Standversuchen mit belebtem Schlamm die virtuellen Sättigungsdefizite (c_s^*-c) zu verwenden. Die Sauerstoffzufuhr ergibt sich zu:

$$OC = k_La' \cdot c_s' = k_La' \cdot c_s^* + OV_R \qquad \text{Glg.(8)}$$

worin c_s' der Sättigungswert des Belebtschlamm-Wassergemisches unter Versuchsbedingungen ist. Die Bestimmung des Sättigungswertes c_s' kann mit verschiedenen Methoden durchgeführt werden. Der Sättigungswert unter Betriebsbedingungen c_s' wird mit Filtrat aus dem Belebungsbecken bestimmt. Theoretisch können Unterschiede zwischen diesem im Filtrat bestimmten und den in destilliertem Wasser gemessenen Sauerstoffsättigungswerten auftreten (ß-Wert in ÖNORM M5888). Praktisch liegen diese Unterschiede im Bereich der Meßungenauigkeiten. Um c_s' zu bestimmen ist es notwendig, neben c_s^* auch OV_R zu messen, schon um sicher zu sein, daß sich die Atmung OV_R während des Versuches nicht änderte. Durch Umformen der Gleichung 6 erhält man

$$c_s' = c_s^* + \frac{OV_R}{k_La'} \qquad \text{Glg.(6)}$$

Eine Möglichkeit zur Abschätzung der Sauerstoffzufuhr ist gegeben, wenn man aus Gleichung (6) mit Hilfe von Gleichung (8) den Belüftungskoeffizient k' eliminiert und c_s' für die Versuchstemperatur aus der Sättigungstabelle für Reinwasserversuche entnimmt. Die Sauerstoffzufuhr berechnet sich dann zu

$$OC = OV_R \cdot \frac{c_s'}{c_s - c_s^*} \qquad \text{Glg.(9)}$$

1.2.2 Praxis von Betriebsmessungen nach KAYSER

Hauptproblem bei Versuchen unter Betriebsbedingungen sind **Atmungsschwankungen**. Praktisch unmöglich ist es die Atmung bei Durchlaufversuchen konstant zu halten. Aber auch bei Versuchen mit abgestelltem Zulauf und unterbundener Rücklaufschlammzufuhr treten Änderungen der Sauerstoffzehrung auf. Bei Absorptionsversuchen verursacht eine sinkende Atmung zu kleine k_La-Werte wohingegen steigende Atmungswerte zu große k_La-Werte verursachen. Dieser Sachverhalt kehrt sich bei Desorptionsversuchen um.

Die Durchführbarkeit von Versuchen bei abgestellter Abwasser und Rücklaufschlammzufuhr ist wesentlich von der Anlagenkonzeption abhängig. Es ist das anfallende Abwasser und der Rücklaufschlamm in andere Belebungsbecken umzuleiten oder das Abwasser zu speichern, hier sind in der Praxis Grenzen gesetzt.

Falls man sich im Einzelfall doch zur Durchführung von Versuchen im Durchlaufbetrieb entschließt ist darauf zu achten, daß es zu keiner Akkumulation von speziellen Abwasserinhaltsstoffen kommt, die zu Versuchbeginn große Atmungsänderungen bedingen. Abhilfe kann durch intensive Mischung in der Zehrungsphase und Beginn des Versuches noch vor Eintreten einer Sauerstofflimitierung der Mikroorganismen geschaffen werden.

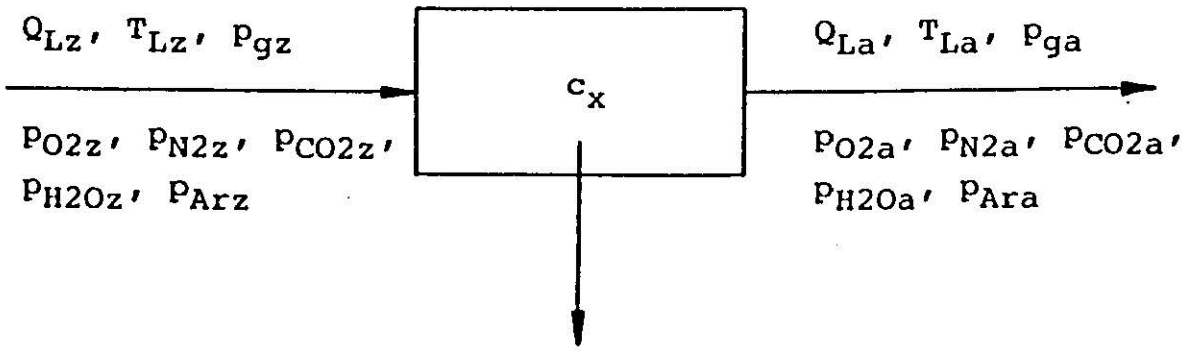
Die eigentliche Versuchsdurchführung wird durch das Absetzen des Belebtschlammes bei Abstellen der Belüftungseinrichtung beeinträchtigt. Um eine gleichmäßige Atmungsverteilung im Becken zu erreichen ist es oft erforderlich das Belüftungssystem während der Zehrungsphase kurzfristig in Betrieb zu nehmen. Dies ist bei geringen Atmungen und hohen Belüfterleistungen bzw. bei Belüftungssystemen, die ein Abstellen der Luft nicht gestatten, sehr zeitaufwendig und manchmal

gar nicht praktikabel. Außerdem ist bei Umlaufbecken und bei Systemen mit geringer Mischwirkung auf Anfahreffekte und Probleme mit der Strömungsausbildung zu achten. Für die Zugabe und Einmischung des Wasserstoffperoxides bei Desorptionsversuchen ist prinzipiell die gleiche Sorgfalt anzuwenden wie für das Natriumsulfit bei Reinwassermessungen.
In Reinigungsanlagen ohne Vorklärung ist es ein Problem die Sonden frei von Verzopfungen zu halten.

1.3 Bestimmung der Sauerstoffzufuhr über eine Gasbilanz

Auch dieses Verfahren ist bereits aus der Literatur bekannt (REDMON, BOYLE, EWING 1983). Es soll an dieser Stelle trotzdem der Versuch unternommen werden die Vorgangsweise mit eigenen Worten darzustellen.

Die Basis der Methode bildet eine Gasbilanz über das Belebungsbecken. Luftmengen auf Normbedingungen (0°C; 1013 hPa) bezogen. Es wird vorausgesetzt, daß das System im Gleichgewicht ist.



Biologische Aktivitäten
- Sauerstoffzehrung
- Biomasseproduktion

Physikalische Vorgänge
- Lösung CO_2
- Lösung O_2
- Wasserdampfsättigung

Q_L (Nm^3/h) ..... Luftdurchsatz
T_L (K) ..... Lufttemperatur
p_g (Pa) ..... Luftdruck gesamt
p_{O2} (Pa,Vol%) ..... Konzentration Sauerstoff
p_{N2} (Pa,Vol%) ..... Konzentration Stickstoff
p_{CO2} (Pa,Vol%) ..... Konzentration Kohlendioxid
p_{H2O} (Pa,Vol%) ..... Konzentration Wasserdampf
p_{Ar} (Pa,Vol%) ..... Konzentration Argon
Indizes: z ..... zugeführt
a ..... abgeführt

Echte Meßwerte des Versuches sind
- die Luftmenge, zu- oder ab
- die Temperatur, zu- und ab
- der Gesamtdruck, zu und ab
- die Luftfeuchte zu
- der Sauerstoffgehalt ab
- der Kohlendioxidgehalt ab

Zum Umrechnen auf Standardbedingungen 10°C, 1013 hPa wird zusätzlich der Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken und die Wassertemperatur bestimmt. Prinzipiell besteht auch die Möglichkeit beide, den Zuluft- und Abluftstrom, zu messen und so die Bestimmung der Kohlendioxidkonzentration am Austritt einzusparen.

Annahmen bzw. Voraussetzungen:
- Luftfeuchte ab messen oder Luft vor der Messung trocknen
- Partialdrücke bzw. Volumenanteile der Komponenten in der Ansaugluft
- keine simultane Denitrifikation

Je nach Vorliegen der Meßdaten kann mit feuchter oder trokkener Luft gerechnet werden, es wird empfohlen mit getrokkneten Luftströmen zu arbeiten. Aus den Bilanzen für die einzelnen Komponenten und dem Daltonschen Gesetz läßt sich die Sauerstoffzufuhr errechnen. Diese ist mit geeigneten An-

sätzen auf Standardbedingungen umzurechnen.

1.3.1 Inertgasbilanz (Stickstoff und Argon)

Wenn keine oder nur geringfügige Denitrifikation auftritt, errechnet man aus der Bilanz für den Stickstoff und das Argon die Abluftmenge

$$Q_{LA} = Q_{Lz}*(p_{N2z}+p_{Arz})/(p_{N2a}+p_{Ara})$$

den Partialdruck der Inertgase am Austritt erhält man aus dem Daltonischen Gesetz zu

$$p_{N2a}+p_{Ara} = p_{ga}-p_{O2a}-p_{CO2a}-p_{H2Oa}$$

1.3.2 Sauerstoffbilanz

Aus der Sauerstoffbilanz errechnet man die Sauerstoffzufuhr unter **Versuchsbedingungen** bei eingestelltem Gleichgewicht zu

$$k_La'(c_s'-c_s*) = Q_{Lz}*p_{O2z}-Q_{La}*p_{O2a}$$

1.3.3 Praxis der Abluftmessung

Das Sammeln der Luftproben erfordert, bei nicht vollständig abgedeckten Becken, in der Regel einigen konstruktiven Aufwand. Geringe Luftmengen, wie sie zum Beispiel bei Systemen mit hoher Sauerstoffausnutzung auftreten, bereiten bei kontinuierlichen Meßverfahren häufig Probleme. Generell kann nur empfohlen werden die Luft gezielt aus der Sammelvorrichtung für die Analyse abzusaugen.

Um bei offenen Becken eine Aussage über die Sauerstoffzufuhr im gesamten Belebungsbecken machen zu können, ist an

mehreren Stellen zu messen, dh. die Sammelvorrichtung zu versetzen. Selbst mit großem Aufwand werden immer nur wenige Prozent der Beckenoberfläche gemessen, wobei auch zu bedenken ist, daß Turbulenzballen im Wasserkörper wandern und dadurch die Reproduzierbarkeit beeinträchtigen. Bei abgedeckten Anlagen ist auf gute Durchmischung im Luftkörper und Vermeidung von Fremdlufteintritt zu achten.
Die Erfassung der Sauerstoffzufuhr in vollständig abgedeckten Becken über die Gasbilanz hat den Vorteil, daß sie eine "integrale" Messung ist, d.h. mit ihr können Beckenkonfigurationen bei denen keine Klarheit über den Mischungszustand besteht gemessen werden.

Versuche im Durchlaufbetrieb sind möglich (vorausgesetzt die Anlage ist im Gleichgewicht). Die sogenannten Anfahrprobleme sind, da die Belüftung durchlaufen kann, nicht vorhanden.

Als nachteilig sind folgende Punkte anzuführen:
- eine Vielzahl an verschiedenen Maßparametern ist zu erfassen. Insbesondere die Sauerstoff- und Kohlendioxidanalyse im Abluftstrom ist aufwendig.
- Die Anwendbarkeit ist auf abgedeckte Becken eingeschränkt bzw. sind Maßnahmen zur Luftprobenahme mittels Hauben von der freien Oberfläche erforderlich.
- Die Genauigkeit der Luftmengenmessung ist von entscheidender Bedeutung; bei der Messung des Zu- und Abluftstromes hat man Differenzen großer Zahlen.
- Eine Sauerstoffgehaltmessung im Belebungsbecken ist auch hier für die Umrechnung der Sauerstoffzufuhr auf 0 mgO_2/l notwendig. In diesem Parameter steckt die größte Unsicherheit des Verfahrens. In der Meßpraxis wird häufig versucht möglichst $c_x << cs$ einzustellen (z.B. im Durchlaufbetrieb bei hoher Raumbelastung) damit der Korrekturfaktor näherungsweise 1 wird. Diese Vorgangsweise erscheint mit dem Wissen um die Probleme bei der Abwasserreinigung bei Sauerstofflimitierung nicht zulässig. Lediglich wenige

Sonderfälle, z.B. Belüftungseinrichtungen in Selektoren und Höchstlastanlagen, gestatten die Ermittlung der Belüfterleistung bei 0 mgO_2/l im Belebungsbecken.

Aus einer Fehlerbetrachtung (FREY 1988) ergibt sich, daß die Luftfeuchtigkeit der angesaugten Luft von untergeordneter Bedeutung ist und bei Vernachlässigung der Kohlendioxidkonzentration (bei üblichen Raumbelastungen) in der Abluft eine um ca. 5% zu große Sauerstoffzufuhr ermittelt wird.

1.4 Tracermessungen

Über die Verwendung von Tracern zur Ermittlung der Sauerstoffzufuhr in Reinwasser und unter Betriebsbedingungen wurde schon 1979 von NEAL berichtet. Die Methode beruht auf der gleichzeitigen Zugabe eines flüssigen Tracers zur Kontrolle der Einmischung in das Becken und eines gasförmigen zur Messung des Stofftransportes aus der Gasphase. Zur praktischen Durchführung wird gasförmiges Krypton 85 vollständig in mit Tritium markiertem Wasser gelöst und dem Belebungsbecken zugegeben. Aus der Änderung der Konzentration des Tritiums in Relation zur Abnahme des Kryptons errechnet man den Stoffübergangskoeffizient für Krypton 85. Aus Untersuchungen ist der Zusammenhang zwischen den Stofftauschkoeffizienten für Krypton 85 und Sauerstoff bekannt, womit nun die Sauerstoffzufuhr berechnet werden kann.

Aus den verschiedensten Gründen, wie zum Beispiel der Umgang mit radioaktiven Stoffen, den in der Abwassertechnik nicht verfügbaren Meßgeräten, den Kosten, usw., hat diese Methode auf dem Gebiet der Abwasserreinigung keine weite Verbreitung gefunden.

Nach umfangreichen Vergleichen kommen MÜLLER und BOYLE 1988 zu dem Ergebnis, daß die Tracermethode zur Zeit das genaue-

ste Verfahren, aber relativ teuer und auf spezielle Anwendungsfälle eingeschränkt ist.

2. REGELUNG DER SAUERSTOFFZUFUHR

Grundvoraussetzung für die Abwasserreinigung mit dem Belebungsverfahren ist eine **ausreichende Sauerstoffversorgung** des belebten Schlammes. Zufolge der steigenden Anforderungen an die Ablaufqualität ist es erforderlich, die Anlagenkonzeption immer weiter zu verbessern. Dies bedingt auch immer größer werdende Anforderungen an das Belüftungssystem im Hinblick auf dessen Regelbarkeit und Wirtschaftlichkeit. Da bis zu 60% des gesamten Energiebedarfes einer biologischen Kläranlage für die Sauerstoffzufuhr verbraucht wird, ist es schon aus wirtschaftlicher Sicht unbedingt erforderlich, daß die Sauerstoffzufuhr dem Bedarf angepaßt wird. Die zum Teil erheblich schwankende Schmutzfracht erfordert einen weiten Regelbereich der Sauerstoffzufuhr.

Primär kann der Energieaufwand durch die Wahl eines Belüftungssystems mit hoher Effizienz erheblich reduziert werden. Darüber hinaus spielt die Sauerstoffkonzentration im Belebungsbecken eine erhebliche Rolle, da der Stofftransport wesentlich von der sogenannten "treibenden Konzentrationsdifferenz" abhängig ist. Die erforderlichen Sauerstoffgehalte im Belebungsbecken werden wesentlich von der vorgesehenen Schlammbelastung bestimmt. Bei Anlagen mit hoher Schlammbelastung sind große Frachtspitzen und dadurch starke Schwankungen im Sauerstoffbedarf zu erwarten. Um im gesamten Becken eine Mindestsauerstoffkonzentration von 0,5 g/m^3 zu gewährleisten ist ein höherer Sauerstoffgehalt, z.B. 1,0-2,0 g/m^3 (Arbeitsbericht FA 2.13) zu wählen, als bei geringer belasteten Anlagen. Es sollte keinesfalls mit unnötig hohen Sauerstoffgehalten im Belebungsbecken gefahren

werden, da sich dies in einem erhöhten Energieverbrauch bemerkbar macht.

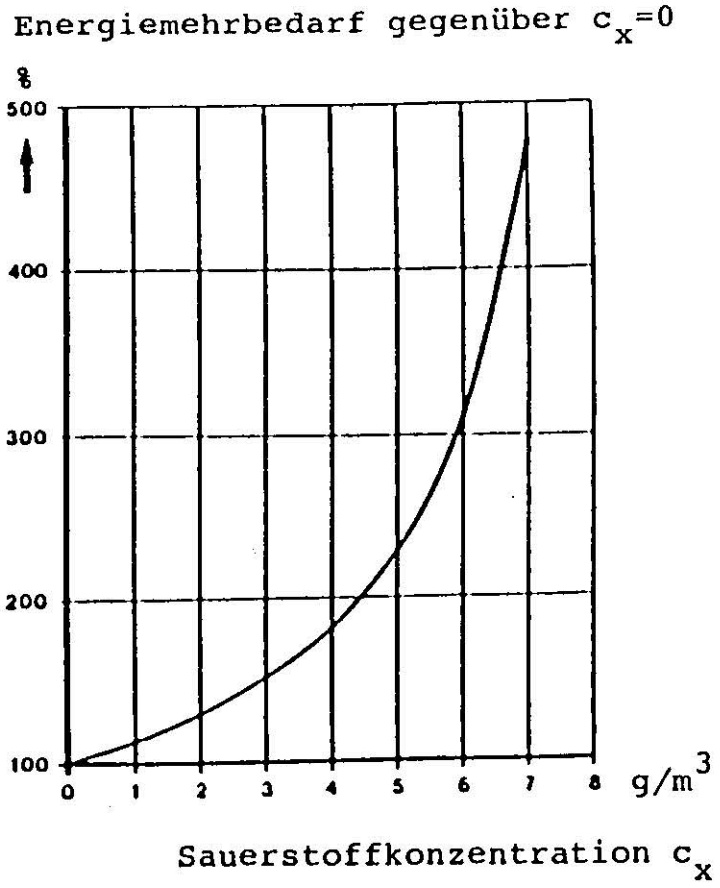


Abb.2: Energiemehrbedarf verschiedener Sauerstoffbetriebskonzentrationen c_x gegenüber c_x = 0

Die zunehmende Forderung nach Nitrifikation (Oxidation des Ammoniums zu Nitrat) erfordert aus betrieblichen Gründen (Rückgewinn an Pufferkapazität, Reduktion von Schwimmschlamm auf der Nachklärung und Energieeinsparung) auch die weitgehende Denitrifikation (Entfernung des Nitrates). Dies läßt sich in Misch- und Umlaufbecken mit simultaner Denitrifikation erreichen, wenn die Belüftung so geregelt wird, daß genügend mit Sauerstoff versorgtes Volumen und ausreichend sauerstofffreies Volumen verbleibt. Mit einer Regelung der Belüftung nach dem Sauerstoffgehalt ist dies nicht zu erreichen.

Bei einer Regelung nach dem Sauerstoffgehalt ist die Wahl der richtigen Meßstelle von entscheidender Bedeutung. Dabei spielt der Reaktortyp, ideal durchmischter Reaktor, Kaskade, oder Rohrreaktor, eine besondere Rolle. Bei vollständig durchmischten Becken ist es theoretisch gleichgültig, an welcher Stelle gemessen wird. Es ist lediglich zu beachten, daß bei Oberflächenbelüftungen nicht direkt an der Oberfläche gemessen (da hier höhere Sauerstoffkonzentrationen auftreten) und bei Druckbelüftung die Sauerstoffmessung nicht durch aufsteigende Luftblasen beeinträchtigt wird. Bei Kaskaden liegt der günstigste Meßpunkt für eine Regelung etwa im zweiten Drittel des Beckens. Regeltechnisch am ungünstigsten sind längsdurchströmte Becken. Hier ist die Zehrung in den einzelnen Beckenabschnitten sehr unterschiedlich und es wird im Einzelfall die Anordnung der Meßsonde zu bestimmen sein. Der günstigste Meßpunkt für eine Regelung kann zumeist erst vor Ort ermittelt werden, nachdem das Sauerstoffkonzentrationsprofil unter verschiedenen Belastungsverhältnissen aufgenommen wurde.

2.1 Regelbereich und Zufuhrcharakteristik

Der Regelbereich des Belüftungssystems richtet sich nach der Sauerstoffverbrauchsschwankung, die auf der Kläranlage zu erwarten ist. Auf kommunalen Kläranlagen mittlerer Größe sollte die Sauerstoffzufuhr in einem Bereich von ca.5:1 regelbar sein. Dieser Bereich ist für Kläranlagen, die bei Auslegungsbelastung arbeiten, ausreichend. In manchen Fällen werden jedoch Abwasserreinigungsanlagen wesentlich unter ihrer Nennbelastung betrieben. Je nach Anlagenkonzeption (mehrere Becken) wird das Belüftungssystem bei Teillast betrieben und arbeitet, mehr oder weniger, unwirtschaftlich. Nicht vergessen werden darf, daß durch Reduktion der Sauerstoffzufuhr die Mischung des Belebtschlammes, d.h. die Aufgabe Ablagerungen zu vermeiden, erfüllt werden kann. Durch

Trennen von Belüftung und Umwälzung wird in vielen Fällen eine größere Flexibilität der Sauerstoffzufuhr und ein energiegünstigerer Betrieb erreicht. Die verschiedenen Belüftungseinrichtungen weisen ein mehr oder weniger ausgeprägtes Betriebsoptimum auf.

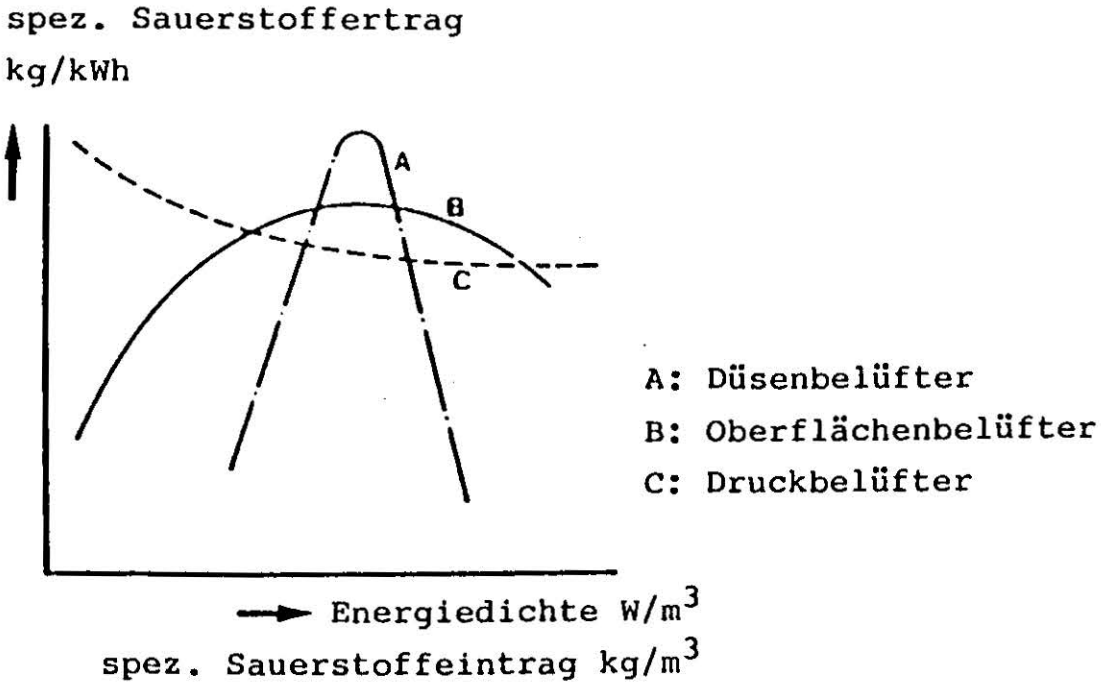


Abb.3: Sauerstoffeintrag verschiedener Belüftungssysteme im Abhängigkeit der Energiedichte

Um einen wirtschaftlichen Betrieb im gesamten Arbeitsbereich zu ermöglichen, sind Belüfter mit flachem Verlauf der Ertragskurve bei gleichzeitig hohem Niveau von Vorteil. Das kritische Prüfen der möglichen Betriebszustände auch außerhalb des eigentlichen Auslegungspunktes im Teillast- und Überlastbereich sollte Bestandteil jeder Planung sein.

2.2 Eingriffsmöglichkeiten

In Anlagen mit Oberflächenbelüftern wird die Änderung der Sauerstoffzufuhr über die Veränderung der Antriebsleistung

erreicht. Dies erfolgt durch
- die Anzahl der in Betrieb genommenen Maschinen
- Veränderung der Eintauchtiefe
- Veränderung der Drehzahl

Die Drehzahländerung wird im allgemeinen durch polumschaltbare Motore erreicht. Dies bedeutet aber, daß man sich auf zwei, maximal auf drei Stufen zu beschränken hat. Ein stufenloser Regelbereich kann über einen Frequenzumformer herbeigeführt werden. Wichtig ist, daß Einflüsse der Regelung auf die Anlagenhydraulik und damit auch auf den Absetzvorgang in der Nachklärung so gering wie möglich gehalten werden.

In Anlagen mit Druckbelüftung wird die Sauerstoffzufuhr durch die Änderung des Luftdurchsatzes beeinflußt. Dies kann durch das Zu- und Abschalten von Maschinensätzen, Drehzahländerung oder Veränderung der Diffusorstellung erreicht werden. Die Änderung des Luftmassenstromes durch Diffusorverstellung wird bei Strömungsverdichtern ausgeführt. Bei diesem Gebläsetyp ist die Pumpgrenze unbedingt zu berücksichtigen. Aus diesem Grund werden häufig die Verdrängungsverdichter, wie z.B. Drehkolbengebläse oder Schraubverdichter, den Strömungsverdichtern (Turbogebläse) vorgezogen. Der Einsatz einer Drehzahlregelung ist bei einer Druckbelüftung zumeist preiswerter durchzuführen als bei Oberflächenbelüftern, da bei Verwendung mehrerer Maschinen nur ein Gebläse mit einer Verstellmöglichkeit ausgerüstet werden muß. Schon in der Projektierungsphase ist auf die Regelbarkeit und Regelbereiche verschiedener Belüftungssysteme und den damit verbundenen Kosten Rücksicht zu nehmen. Der Wert einer Sauerstoffzufuhrregelung bzw. Steuerung darf jedoch nicht ausschließlich aus der Sicht möglicher Betriebskosteneinsparung gesehen werden. Die Verbesserung der Betriebszuverlässigkeit und die Einhaltung und Steigerung der Ablaufqualität ist vorrangig.

2.3 Regelstrategien

Die heute angewendeten Regelstrategien stellen sich wie folgt dar:

- Programmsteuerung mittels einfacher Zeitschaltuhren, programmierbaren Steuerungen oder Computern. In der Regel für kleinere Anlagen mit weitgehend konstanten Zuflußverhältnissen geeignet. Das Programm der Steuerung wird nach Betriebsmessungen (z.B. Sauerstoffgehaltsaufzeichnungen, Nitrat- und Ammoniumgehaltsmessungen) angepaßt. Die Programmsteuerung ist sowohl für den BSB_5-Abbau als auch für die simultane Denitrifikation einsetzbar.
- Regelung nach dem Sauerstoffgehalt. Problematisch in längs durchflossenen Druckluftbecken und bei Kreiseln in Kaskadenschaltung. In Umlaufbecken meist nicht sinnvoll. Diese Regelstrategie wird meist in Form einer Zweipunktregelung ausgeführt. Die Anwendung höherer Regelstrategien ist denkbar (Regelung nach der Tendenz der Sauerstoffgehaltsänderung).
- Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch. Diese ist für den BSB_5-Abbau als auch für simultane Denitrifikation anwendbar.
- Regelung mit dem Schreiber-O_2-Minimator. Das Meßprinzip basiert auf einer Trübungsmessung des gereinigten Ablaufes. Es ist nach vorliegenden Erfahrungen für den BSB_5-Abbau und simultane Denitrifikation einsetzbar.
- Eine Regelung nach dem Ammonium- oder Nitratgehalt. Ist nur für Anlagen, die nitrifizieren anwendbar.

2.3.1 Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch

Die Regelung der Belüftung nach dem Sauerstoffverbrauch wurde von V.D.EMDE eingeführt und zur Steuerung der Belüftung der Kläranlage Wien-Blumental eingesetzt (USRAEL 1977) Hierbei wird ein Simulationsgefäß konstant grobblasig belüf-

tet. Aus dem Belebungsbecken wird kontinuierlich Belebtschlamm-Abwassergemisch in ein Dosierbecken und von hier mit einem Schöpfrad in das Simulationsbecken gefördert. Aus der bekannten Sauerstoffzufuhrleistung in der Simulation und dem Sauerstoffgehalt im Simulationsbecken ist eine Bestimmung des aktuellen Sauerstoffverbrauches und damit eine Anpassung des Belüftungssystems möglich. Einen möglichen Aufbau solch einer kontinuierlichen Sauerstoffverbrauchsmessung ist in Abbildung 4 dargestellt.

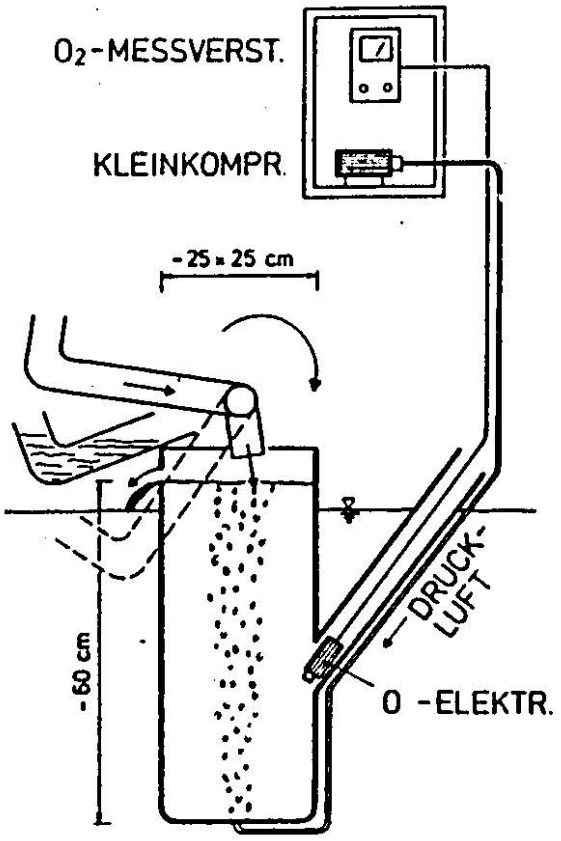


Abb.4: Kontinuierliche Sauerstoffverbrauchsmessung (KAYSER 1983)

2.3.2 Regelung mit dem Schreiber O_2-Minimator

Das Prinzip des Schreiber O_2-Minimators ist in Abbildung 5 dargestellt.

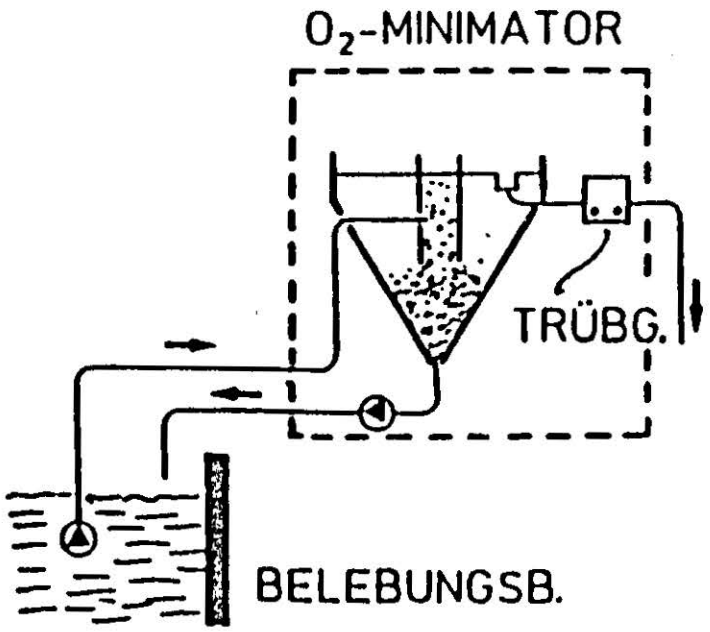


Abb.5: Schreiber O_2-Minimator (Schema)

Aus dem Belebungsbecken wird ein konstanter Strom an belebtem Schlamm in ein trichterförmiges Absetzbecken geleitet. Das ablaufende geklärte Wasser passiert eine Trübungsmessung. Damit sich der belebte Schlamm im Absetzbecken nicht ansammelt, wird ständig ein konstanter Schlammstrom in das Belebungsbecken zurückgefördert. Die Belüftung wird so geregelt, daß die Trübung in einem relativ schmalen Bereich gehalten wird. Es ist erstaunlich, daß mit einem so unspezifischen Meßverfahren (ähnlich der Sichttiefe) zur Belüftungsregelung so gute Ablaufergebnisse erzielt werden.

2.3.3 Regelung nach dem Ammonium- oder Nitratgehalt

Aus dem Belebungsbecken wird kontinuierlich eine Probe gezogen, die über einen Ultrafilter geleitet wird. Der schwebstofffreie Probenstrom wird einem Nitrat- oder Ammoniumanalysator zugeführt. Über einen Regler kann dann die Belüftung ein- oder ausgeschaltet bzw. variiert werden. Wählt man als Regelgröße den Ammoniumgehalt, so werden bei einem vorgegebenen unteren Grenzwert Belüfter ab- und beim oberen Grenz-

wert zugeschaltet. Arbeitet man mit einem Nitratanalysator, so wird am unteren Grenzwert die Belüftung intensiviert und am oberen reduziert.

Das Grundschema wurde von ERMEL 1983 entwickelt und ist in Abbildung 6 dargestellt.

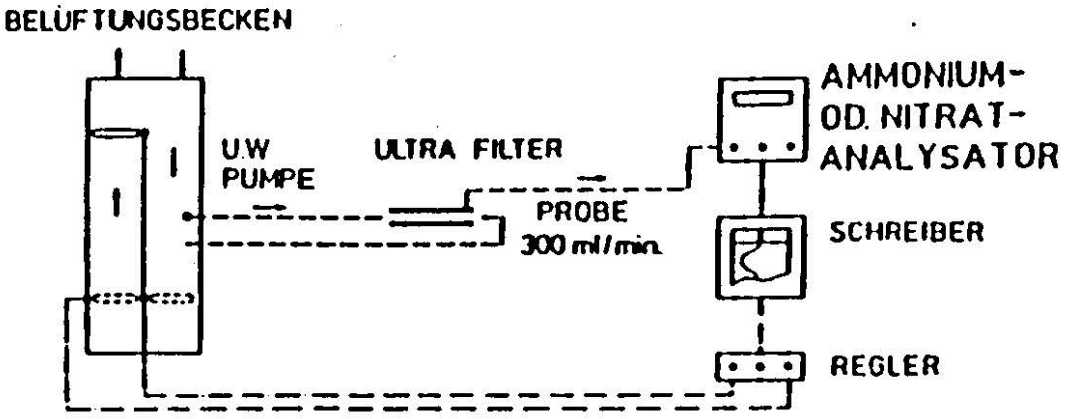


Abb.6: Regelung nach dem Nitrat- oder Ammoniumgehalt

Wenn das Belebungsbecken ausreichende Größe hat, und das BSB_5:N Verhältnis groß genug ist, ist es gleichgültig, welchen Parameter man für die Regelung verwendet. Es werden sich stets zugleich geringe Ammonium- und Nitratgehalte im Ablauf einstellen. Ist das Belebungsbecken nur so groß, daß man zwar entweder vollständige Nitrifikation und teilweise Denitrifikation oder umgekehrt erreichen kann, so hängt es von den Forderungen aus der Sicht des Gewässerschutzes ab, welchen Parameter man zu wählen hat. Werden stets geringe Ammoniumgehalte gefordert, so ist nur eine Regelung nach der Ammoniumkonzentration sinnvoll. Der Nitratgehalt im Ablauf der Anlage wird einen Tages-, Wochen- und Jahresgang aufweisen. Bei hohen Temperaturen wird weniger Volumen für die Nitrifikation benötigt, die Denitrifikation ist daher im Sommer weitgehender als im Winter. Der Tages- und Wochengang resultiert aus den Schwankungen der Stickstofffrachten des

Zulaufs und der Schwankung des BSB_5:N-Verhältnisses.

3. SCHLUSSBEMERKUNG

Zur Durchführung von Reinwassermessungen existieren verschiedene Arbeitsvorschriften. Diese stimmen nicht in allen Punkten überein, es ist eine Vereinheitlichung des Bezugsdruckes und der Bezugstemperatur anzustreben. Bei dieser Gelegenheit sollte auch eine erweiterte Empfehlung über die Sondenanordnung und Computerauswertung in die österreichische Arbeitsanleitung aufgenommen werden.

Für den Betrieb einer Abwasserreinigungsanlage ist die Sauerstoffzufuhrleistung unter Betriebsbedingungen entscheidend. Alle Verfahren mit denen die Sauerstoffzufuhr unter Betriebsbedingungen ermittelt werden kann, stoßen irgendwo auf die Grenzen ihrer Anwendbarkeit. Es ist empfehlenswert, mehrere Methoden gleichzeitig anzuwenden, um Störungen zu erkennen und die Weiterentwicklung voranzutreiben. In jedem Fall ist bei Garantiemessungen unter Betriebsbedingungen die Zustimmung aller Beteiligten zur eingesetzten Meßmethode einzuholen.

Die Realisierung der stetig steigenden Anforderung an die Reinigungsleistung unter Einhaltung stabiler Betriebsverhältnisse und geringstmöglicher Kosten erfordert den vermehrten Einsatz komplexer Regelstrategien für die Belüftung.

In jedem Fall ist eine optimale Abstimmung der einzelnen Systemkomponenten, wie Beckengeometrie und Belüftungssystem erförderlich. Das Belüftungssystem sollte über einen großen Bereich der Sauerstoffzufuhr mit nahezu gleichbleibender Wirtschaftlichkeit zu betreiben sein. Hierfür ist eine gute Abstufung der Belüfterleistung erforderlich.

4. LITERATUR

- : Sauerstoffkonzentrationsmessung, Regelung und Steuerung der Sauerstoffzufuhr, 2. Arbeitsbericht des Fachausschusses 2.13 "Automatisierung von Kläranlagen", Korrespondenz Abwasser 26, H.2 (1979), 78-102

ASCE: A Standard for the Measurement of Oxygen Transfer in Clean Water, Published by the American Society of Civil Engineers, July 1984

ERMEL G.: Stickstoffentfernung in einstufigen Belebungsanlagen - Steuerung der Denitrifikation, Veröffentlichung des Institutes für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, Heft 35, 1983

FREY W.: Bestimmung der Sauerstoffzufuhr mittels Gasbilanz, 16. Wassertechnisches Seminar, Schriftenreihe WAR Darmstadt, 1988

HIXON A.W. und GADEN, E.L.: Oxygen Transfer in Submerged Fermentation. Ind. and Eng. Chem. 42 (1950), 1792 - 1801

KAYSER R.: Ermittlung der Sauerstoffzufuhr von Abwasserbelüftern unter Betriebsbedingungen. Veröffentlichung des Institutes für Stadtbauwesen, Technische Hochschule Braunschweig (1967)

KAYSER R.: Zur Frage der Überprüfung des Sauerstoffeintrages, 12.ÖWWV Seminar (1977), Wiener Mitteilungen, Band 22

KAYSER R.: Wirtschaftlichkeit verschiedener Belüftungssysteme unter Betriebsbedingungen, 17. ÖWWV Seminar (1982), Wiener Mitteilungen, Band 47

KAYSER R.: Möglichkeiten und Grenzen der Walzenbelüftung im Umlaufbecken, Berichte der ATV Nr.35 (1983), 693-705

KAYSER R.: Möglichkeiten und Grenzen der Bestimmung der Sauerstoffzufuhr in Reinwasser und unter Betriebsbedingungen , Wiener Mitteilungen, Band 64, (1986), 1-28

MUELLER J.A., BOYLE W.C.: Oxygen transfer under process conditions, J. Water Pollut. Control Fed., 60, (1988), 332-341

NEAL L.A.: Use of Tracers for Evaluation Oxygen Transfer, EPA-600/9-78-021, U.S.EPA, (1979)

REDMON D., BOYLE W.C., EWING L.:Oxygen transfer efficiency measurements in mixed liquor using off-gas techniques, J.Water Pollut.Control Fed., 55, (1983), 1338-1347

USRAEL G.: Control of aeration at the Treatmentplant Vienna-Blumental, Progress Wat. Techn. 8, No.6, (1977), 245-249

FREY Wilhelm, Dipl.Ing.
Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien

NACHKLÄRUNG

H. Fleckseder

1. Geschichtliche Entwicklung der Bemessung von Nachklärbecken

Da sich der Kurs, zu dem diese Arbeit gehört, in aller erster Linie mit dem Belebungsverfahren befaßt, wird die Darstellung der Nachklärung auf dieses Kursziel hin ausgerichtet.

Die Nachklärbecken der ersten Belebungsanlagen in Mitteleuropa (nach dem ersten Weltkrieg) wurden als Trichterbecken ausgebildet und auf eine Aufenthaltszeit von 1 - 2 h bemessen. Es war jedoch damals schon bekannt, daß bei großen Anlagen, vor allem in den USA, horizontal durchströmte Rechteckbecken zum Einsatz gelangten. Beobachtungen in den USA (ANDERSON, 1945) erbrachten, daß bei vergleichsweise tiefen, horizontal durchströmten Becken sich Dichteströmungen ausbildeten. Diese Beobachtungen und die theoretischen Arbeiten von CAMP (1936, 1937, 1944, 1945, 1953) zu Fragen des Absetzens und des Entwurfes von Absetzbecken führten dazu, das Schwergewicht in der Bemessung auf die Flächenbeschickung zu legen, die Aufenthaltszeit dabei jedoch nicht vollständig fallen zu lassen. Im LEHR- & HANDBUCH DER ABWASSERTECHNIK, 1. Aufl. (1969), wurden für Rechteckbecken eine Aufenthaltszeit von 1,7h und eine Oberflächenbeschickung q_A von 1,2 $m^3/(m^2*h)$ bezogen auf den dem Absetzbecken tatsächlich zufließenden Volumenstrom, und nicht nur etwa auf den Trockenwetterzufluß, genannt. Die Bedeutung der Mengenaufteilung, der Verhältnisse der Beckenabmessungen und der Einlauf- als auch der Ablaufgestaltung waren prinzipiell jedoch schon damals bekannt. Aufbauend auf den Untersuchungen von PFLANZ (1966), der in der Feststoffoberflächenbeschickung (kg Belebtschlamm)/(m^2 Beckenoberfläche*Tag) die maßgebende Bemessungsgröße zu erkenen glaubte, wurde von HÖRLER (1969) vorgeschlagen, die Nachklärbecken bei TW auf $\geq$ 2,0h und bei RW $\geq$ 1,5h sowie auf Feststoffoberflächenbeschickungen von $\leq$ 2,5 - 3,0 kg/(m^2*h) bei TW und $\leq$ 4,0 kg pro

(m^2.h) bei RW auszulegen.

Im LEHR- & HANDBUCH DER ABWASSERTECHNIK, Bd. II, 2. Aufl. (1975), wurde nun, ausgehend von Arbeiten von KALBSKOPF/LONDONG (1970) und MERKEL (1971), nicht die Feststofflächenbeschickung, sondern die Schlammvolumenflächenbeschickung als maßgebende Größe in die Bemessung eingeführt. Dies deshalb, da ja nicht die Masse des Schlammes alleine, sondern vor allem sein Absetz- und Eindickverhalten in der Bemessung mitberücksichtigt werden sollte. KALBSKOPF (1973) wies speziell auf die Bedeutung der Eindick- und Speicherzone hin, sodaß der Bemessungsansatz in der 2. Auflage des Lehr- & Handbuches (1975) wie folgt gegliedert wurde: (a) Wahl von TS_{BB}; (b) Wahl oder Festlegung von I_{SV}; (c) durch $VSV = TS_{BB} * I_{SV}$ Festlegung von q_A, der Flächenbeschickung bei TW; (d) durch Ermittlung der Tiefe der Klarwasserzone, der Trennzone, der Speicherzone und der Eindickzone Festlegung der gesamten Beckentiefe; (e) die früher zur Bemessung verwendete hydraulische Aufenthaltszeit ist dann ein Ergebnis des Bemessungsvorganges und nicht ihr Ausgangspunkt. BILLMEIER (1978) fügte in die Bemessung noch einen Term für das Rücklaufverhältnis ein, da er in Versuchen - bei meist flachen Becken - feststellte, daß sich höhere Rücklaufverhältnisse negativ auf den Ablaufzustand auswirkten. Ein höheres Rücklaufverhältnis kann dabei in Kauf genommen werden sobald die Beckentiefe ausreichend groß ist. Auch SICKERT (1977) und WHITE (1977) berichteten über Beobachtungen an vergleichsweise tiefen, horizontal durchströmten Nachklärbecken, die die Kompensation fehlender Beckenoberfläche durch eine zusätzliche Beckentiefe anzeigten (d.h. eine "Bemessung anhand der hydraulischen Aufenthaltszeit" ermöglichen). Der heute in der BRD übliche Bemessungsvorgang wurde 1981 im Arbeitsblatt A 131 der ATV (Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen mit Anschlußwerten über 10.000 Einwohnergleichwerten) erstmals festgehalten. Seither wurde vor allem die Schlammverweilzeit in der Nachklärung als ein zusätzliches Kriterium für einen guten Betrieb von Belebungsanlagen erkannt. Der ATV-Ausschuß 2.5 legte dabei bisher

(1988), u.a. aufbauend auf der Arbeit von GÜNTHERT (1984), sein Hauptaugenmerk auf die Einrichtungen zur Schlammräumung in den Becken, doch darf, wie schon angedeutet, auch die Abfuhr des Schlammes in den Stichleitungen aus den Trichtern hin zur Rücklaufschlamm-Sammelleitung nicht begrenzend werden.

Im anglo-amerikanischen Sprachraum erfolgt die Festlegung der für die Schlammeindickung erforderlichen Beckenoberfläche anhand des "mass flux concept", an dessen Entwicklung für nicht flockende Suspensionen COE und CLEVENGER (1916) und KYNCH (1952) mitwirkten. YOSHIOKA et al. (1957) erfanden eine graphische Methode, die es ermöglicht, die für die Eindickung des Schlammes in der Nachklärung erforderliche Oberfläche zu ermitteln. DICK (1967; 1970) konnte zeigen, daß die für nicht flockende Suspensionen gültige Theorie auch recht gut auf den flockenden Belebtschlamm angewendet werden kann. Eine kurzgefaßte Darstellung und Anwendung dieser Vorgangsweise kann z.B. EKAMA et al. (1984) entnommen werden.

2. Heutige Auffassungen über die Vorgänge in der Nachklärung

2.1 Allgemeines

Das Belebungsverfahren besteht bekanntlich aus der Dreiheit Belebungsbecken, Nachklärbecken und Rücklaufschlammförderung, wobei die drei einzelnen Einheiten durch die verbindenden Leitungen zur verfahrenstechnischen Einheit gekoppelt werden. Damit die gesamte Einheit **Belebungsanlage** so arbeitet wie sie soll, darf keine der einzelnen Einheiten, einschließlich der verbindenden Leitungen, zum Engpaß werden.

2.2 Zweck

Nachklärbecken sind Absetzbecken, deren Zweck darin besteht,

- das Gemisch aus gereinigtem Abwasser und Belebtschlamm zu trennen (Phasentrennung);
- den abgesetzten Belebtschlamm so einzudicken, daß er dem Belebungsbecken wieder in ausreichendem Zustrom für die

Aufrechterhaltung des Prozesses zur Verfügung gestellt werden kann (Eindickung und Räumung);
- eine Verlagerung von Belebtschlamm aus dem Belebungsbecken in das Nachlärbecken auf eine solche Weise zu ermöglichen, daß weder die Phasentrennung noch die Eindickung empfindlich gestört werden noch ganz zum Erliegen kommen (Speicherwirkung).

2.3 Zusammenhang Zufluß-Schlamm-Becken

Die vorstehend umrissenen Verfahrensziele werden nun sowohl vom Durchfluß des Abwassers und von den Flockungs-, Absetz- und Eindickeigenschaften des Belebtschlamms in ihrer jeweiligen zeitlichen Veränderlichkeit als auch von der gewählten Form und konstruktiven Gestaltung des einzelnen Nachklärbekkens bestimmt. Wesentlich an diesem Zusammenhang erscheint, daß die beiden in der Zeit sich ändernden Größen, der Durchfluß und die Schlammeigenschaften, i.a. nicht bzw. nur bedingt steuerbar sind, während das Nachklärbecken auf seinen Wirkungszusammenhang hin ausgelegt und gestaltet werden kann.

2.4 Ermittlung der Absetz- und Eindickeigenschaften

Das Absetzen und Eindicken von belebtem Schlamm in Nachklärbecken läßt sich, wie aus der Praxis der Versuchstechnik bekannt, nicht in kleinen Geräten im Standversuch verläßlich studieren. Das bisher im deutschen Sprachraum verbreitetste anhand eines sehr einfachen Standversuches ermittelte Maß zur Kennzeichnung der Absetz- und Eindickeigenschaften eines Belebtschlammes, der sich ungestört (= ohne Wandreibung und Silowirkung) absetzen kann, ist der Verdünnungsschlammindex I_{SV}. Dieser wurde durch die Untersuchungen von MERKEL (1971) bekannt und einige Jahre später in die Richtlinien zur Kennzeichnung der Absetz- und Eindickeigenschaften übernommen. Im anglo-amerikanischen Raum ist es zur Ausschaltung der Wandreibung und Silowirkung üblich, die Beobachtung der Schlammspiegellage in der Zeit bei Laufenlassen eines sich langsam drehenden Rührwerkes durchzuführen.

2.5 Bedeutung der Absetz- und Eindickeigenschaften

Dabei ist bekannt, daß Belebtschlamm i.a. - im Vergleich zu körnigen Schlämmen, die sich als Einzelkorn absetzen - sehr gute Flockungseigenschaften hat, wobei das Absetz- und Eindickverhalten dieser Flocken leider auch ungünstig liegen kann. Das Absetz- und Eindickverhalten von blebtem Schlamm wird i.a. durch die Beobachtung der Veränderung der Schlammspiegellage in der Zeit ermittelt. Der Verlauf von Schlammspiegellagen über der Zeit sowie die Veränderung im Schlamm eines gerührten Versuchsgerätes sind der Abbildung 1 entnehmbar. Je höher die Ausgangskonzentration des selben Schlammes im Versuch, desto geringer wird die Absetzgeschwindigkeit. Die absoluten Zahlen der Absetzgeschwindigkeit bei

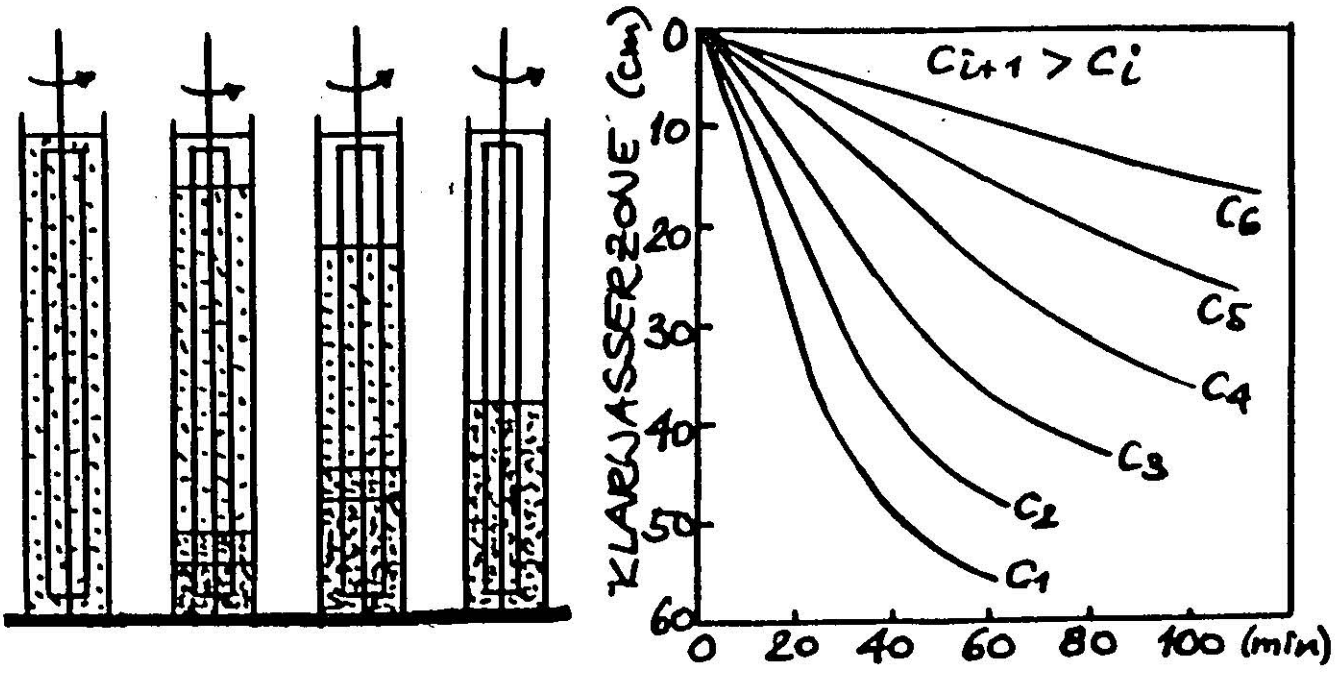


Abbildung 1: Vorgänge beim Absetzen im Standversuch. (a) Gerührter Zylinder zu unterschiedlichen Zeitpunkten;
(b) (Ab)Setzkurven des Schlammspiegels im Zylinder für unterschiedliche Anfangskonzentrationen.

gleichen Ausgangskonzentrationen verschiedener Schlämme in diesem Versuch hängen nun wiederum von den generellen Flokkungs-, Eindick- und Entwässerungseigenschaften dieser Schläm-

me ab, die wiederum durch die Verhältnisse im System bestimmt werden. Dazu zählen die Arten und Eigenschaften der jeweiligen dominierenden Mikroorganismen in Querverbindung mit den "Kristallisationskernen", um die herum die Flocken entstehen, aber auch die Umweltbedingungen im Belebungsbecken (unter diesen wiederum speziell der Gehalt an Phosphor im Schlamm und die Sauerstoffversorgung auch zu Lastspitzen) als auch im Nachklärbecken (Schlammverweilzeit, vor allem bei höheren Temperaturen - z.B. bei Industrieabwässern - gekoppelt mit einem "Anfaulen" des Schlammes).

2.6 Von der Belebung zur Nachklärung

(Entgasung, Teilung der Zuflüsse, Einlauf)

In der Belebung besteht der Verfahrenszweck darin, die Abwasserinhaltsstoffe und die die Veränderung dieser ermöglichenden Mikroorganismen durch Mischen miteinander in einen möglichst engen Kontakt zu bringen. Dazu können auch Zonen gehören, in denen eine Entgasung (Denitrifikation) stattfindet, wobei diese aus verfahrenstechnischen Gründen möglichst im Bereich der Zufuhr von Abwasser und Rücklaufschlamm in das Belebungsbecken liegen soll. Auf jeden Fall gehören dazu auch Zonen mit einer Begasung (Sauerstoffzufuhr). Da an den Schlammflocken noch feine Gasblasen - je nach Situation durch Kohlendioxid, Sauerstoff oder Stickstoff hervorgerufen - haften können, die die Absetzeigenschaften ungünstig beeinflussen, hat sich die Anordnung einer Entgasung als sehr zweckmässig erwiesen. Nach dieser sollte keine erneute Begasung durch einen vollkommenen Überfall erfolgen. Der belebte Schlamm mit den vorstehend umrissenen Eigenschaften wird nun der Nachklärung zugeführt. Dabei ist vor allem wichtig, daß mehrere Straßen bzw. Becken einer Anlage einen gleichmässig aufgeteilten Zufluß erhalten; die Mengenteilung und die Hydraulik einer Belebungsanlage bilden somit ebenfalls einen integralen Bestandteil des Systems. In den verbindenden Leitungen muß die Geschwindigkeit so groß sein, daß es zu keiner Entmischung des Schlammes kommmt, im Nachklärbecken sollte es jedoch möglichst rasch zu einer Entmischung und Rückführung des Schlammes kommen. Somit ist die

Ausbildung der Beckeneinläufe konstruktiv besonders zu bearbeiten, da in den meisten - im Vergleich zu den Grundrißmaßen - flachen Nachklärbecken die (theoretische) horizontale Fließgeschwindigkeit je nach Beckenart ein Zehntel bis ein Fünfzigstel der Geschwindigkeit in den verbindenden Leitungen nicht überschreiten darf. Dieses Einströmen in die Becken soll dabei möglichst gut absetzbare Flocken liefern und diese keinesfalls in austragbare kleinerer Flocken zerreissen. Der zugeführte Schlamm soll schließlich auf seinem Fließweg im Bekken den abgesetzten und eingedickten Zustand einnehmen. Dies findet in einem Bereich in der Nähe des Einlaufes statt, von wo weg i.a. auch der Rücklauf erfolgt. Der nicht direkt mit dem Rücklauf aus dem Becken entfernte Schlamm schichtet sich ein, wobei einzelne Flocken, die sich aus dem Flockenverband losgelöst haben, entlang des Fließweges sich wie ein Einzelkorn absetzen werden. Die Entmischung von Schlamm und Wasser im zufließenden Belebtschlamm-Wasser-Gemisch bewirkt darüber hinaus in den meisten Nachklärbecken eine Dichteströmung, die am Boden des Beckens entlang streicht.

2.7 Schlammverweilzeit und Schlammräumung

Die Schlammverweilzeit in der Nachklärung sollte i.a. möglichst kurz gehalten werden, da eine zu lange Verweilzeit neben einer nachteiligen Wirkung auf den Metabolismus gewisser Mikroorganismen (z.B. Nitrifikanten) auch eine Schädigung der Schlammabsetzeigenschaften mit hervorrufen kann. Dies ist vor allem auf Anlagen mit warmem Abwasser und vergleichsweise kurzen Schlammaltern, siehe 2.5, zu erwarten. Um die Verweilzeit des Schlammes kurz zu halten, sind nicht nur gute Absetz- und Eindickeigenschaften eine Grundvoraussetzung, sondern das verwirklichte System des Rücklaufschlammtransportes darf, beginnend von der Räumung im Becken über die Abfuhr über Trichter und die aus diesen abführenden Leitungen und die Rücklaufschlammhebung keinen Engpaß aufweisen.

2.8 Anlagenablauf

Das vom belebten Schlamm befreite Abwasser muß aus dem Becken

abgezogen werden. Um dies ohne einen beobachtbaren Flockenabtrieb zu erzielen, hat sich gezeigt, daß die Anströmung zum Abfluß aus der Anlage nicht durch einzelne Stromlinien im Becken bevorzugt werden darf, sondern eine möglichst große Zahl von Stromlinien aus der Nähe der Beckenoberfläche dazu herangezogen werden sollten. Dies erfolgt am besten dadurch, daß der Abzug des gereinigten Abwassers flächig aus einem Bereich des Beckens heraus angeordnet wird, in dem die Restkonzentration an freischwebenden Flocken möglichst gering ist. Bei der Wahl der Anordnung dieser Ablaufvorrichtung sind auch der Rückhalt von Schwimmschlamm und sein Abzug sowie die mögliche Ausbildung der Schlammräumung mit zu berücksichtigen.

2.9 Inhaltsstoffe im Anlagenablauf

Der Ablauf der Nachklärung enthält sowohl gelöste als auch ungelöste Inhaltsstoffe (Trennung durch eine Membranfiltration). Je nach betrachteter Kenngröße und nach den Bedingungen in der Belebungsanlage ist die Aufteilung auf "gelöst" und "ungelöst" unterschiedlich. Die folgenden Angaben beziehen sich auf übliche Ablauf-Feststoffgehalte von im Mittel 20 mg/l bzw. 25 mg/l für die obere Standardabweichung. Der **Kohlenstoff-BSB_5** wird in den allermeisten Fällen eher durch die abtreibenden Flocken als durch die restliche gelöste Konzentration bestimmt. Beim **CSB** wird bei häuslichen Abwässern und guter Anlagenfunktion der gelöste Anteil etwa gleich groß sein wie der ungelöste. Der **gesamte Stickstoff** wird meistens in der gelösten Probe größer sein als in der ungelösten, doch enthalten die ausgetragenen Mikroorganismen ca. 12 bis 15% ihrer Masse als organisch gebundenen Stickstoff. Der **gesamte Phosphor** ist in Anlagen ohne Fällung im gelösten Anteil größer als im ungelösten, während bei Anlagen mit Fällung sich diese Relation umkehrt. Bei Anlagen ohne Fällung ist ca. ein Fünftel des organischen Stickstoffes in der Mikroorganismenmasse Phosphor, während bei Anlagen mit Simultanfällung bis zu 6% der Trockensubstanz in der Belebung aus Phosphor bestehen kann, sodaß dieser Wert auch fallweise den Anteil an Phosphor im Feststoffabtrieb der Nachklärung kennzeichnet.

2.10 Zeitbezogene Koppelungen

Die vorstehende "stationäre" Beschreibung der Vorgänge in der Nachklärung darf nicht darüber hinweg täuschen, daß es zwischen dem Belebungsbecken und dem Nachklärbecken in Abhängigkeit der Zulaufschwankungen und der Veränderungen in den Schlammeigenschaften ebenfalls ständig zeitlich veränderliche Koppelungen gibt. Dies zieht nach sich, daß die Lage des Schlammspiegels je nach Situation ebenfalls schwanken wird. Es läßt sich des weiteren abschätzen, daß die Verlagerungen von Belebtschlamm zwischen dem Belebungs- und Nachklärbecken mit Beginn eines Niederschlagszuflusses bei Mischkanalisation verstärkt eintreten wird. Bei Anhalten dieses Zuflusses wird sich nach einiger Zeit ein neuer Gleichgewichtszustand einstellen; der Eindickzustand des Schlammes und der Austrag an Flocken können dann jedoch ungünstiger als vorher sein. Alle diese "dynamischen Vorgänge" erfordern zusätzlich Beckentiefe, die mit den derzeitigen Bemessungsrichtlinien für $Q_{RW} = 2Q_{TW}$ auch zur Verfügung gestellt wird. (Siehe auch Kapitel 6).

2.11 Beckenbauweisen

Von der Bauweise her finden außer den dieser Darstellung zugrunde gelegten horizontal durchströmten Rechteck- und Rundbecken auch die vertikal durchströmten Trichterbecken (Dortmundbrunnen) Anwendung. Letztere sind als Nachklärbecken recht gut geeignet, da der Schlamm in den Becken die Strömung in diesen stabilisiert. Dies ist der Grund, warum die Bemessungsrichtlinien bei diesen Becken eine größere Flächenbeschickung zulassen. Die große erforderliche Bautiefe begrenzt jedoch ihre Anwendung i.a. auf kleinere Anlagen.

3. Heutige Bemessungsvorschläge nach ATV

3.1 Allgemeines

Die derzeitig gültigen Bemessungsvorstellungen nach ATV sind im schon zitierten Regelblatt A 131 (1981) enthalten. Der Bereich, für den diese Bemessungsregeln gelten wurde begrenzt

auf Längen von $\leq$ 60m und Durchmesser von $\leq$ 50m, auf Schlammindices $\leq$ 200 l/kg und Vergleichschlammvolumina $\leq$ 600 l/m^3 sowie auf Rücklaufverhältnisse von $\leq$ 150% bezogen auf den Trockenwetterzufluß. Nach Auffassung der beiden an dieser Bemessungsrichtlinie beteiligten ATV-Fachausschüsse kann durch eine derartige Auslegung eine Begrenzung der absetzbaren Stoffe auf $\leq$ 0,3 ml/l sowie der abfiltrierbaren Stoffe auf $\leq$ 30 mg/l erreicht werden. Sollen niedrigere Werte eingehalten werden, so soll die Beckentiefe vergrößert werden. Eine gezielte weitergehende Feststoffabscheidung erfordert jedoch zusätzliche Anlagen (Schönung, Mikrosiebung, Filtration).

3.2 Ermittlung der Beckenoberfläche

Wie schon erwähnt, basiert dieser Bemessungsvorschlag auf der Zulassung einer maximalen Schlammvolumenbeschickung V_{SA}, die gemäß der Formel

$$V_{SA} = q_A * TS_{BB} * I_{SV} \quad (l/(m^2*h)) \quad (1)$$

ein Auftragen der beiden gegenläufigen Größen q_A und VSV = $TS_{BB}*I_{SV}$ erlaubt, wenn VSA für diese Darstellung nur in einem gewissen Bereich variiert wird. In Abbildung 2 ist dieser Zusammenhang, wie man sich selber überzeugen kann, für einen Bereich von V_{SA} = 300 - 400 $l/(m^2*h)$ gemäß Arbeitsblatt A 131 der ATV aufgetragen. Dieser Bereich von VS_A enthält mit viele sich nicht besonders günstig eindickende Schlämme, sodaß seine Wahl i.a. die entsprechenden Sicherheiten enthält. In begründeten Fällen kann das zulässige VS_A auch niedriger, selten auch höher, angesetzt werden. Aus dieser Abbildung ergibt sich in Abhängigkeit vom vorhandenen oder als maßgebend erachteten Vergleichsschlammvolumen die für die Bemessung der Anlage zu wählende Flächenbeschickung q_A. Die technischen Richtlinien der Wasserbautenförderung in Österreich verlangen eine Auslegung der Beckenoberfläche auf q_A = 0,5 $m^3/(m^2*h)$ bei einem TW-Zufluß von 8 l/(s*1000E). Bei vorwiegend vertikal durchflossenen Nachklärbecken und Ausbildung eines geschlossenen Schwebefilters kann die Flächenbeschickung auch höher angesetzt werden, und zwar bei einem Verhältnis von Fließweg zu Tiefe < 3 um 30%, bei einem Verhältnis < 2 um 50%.

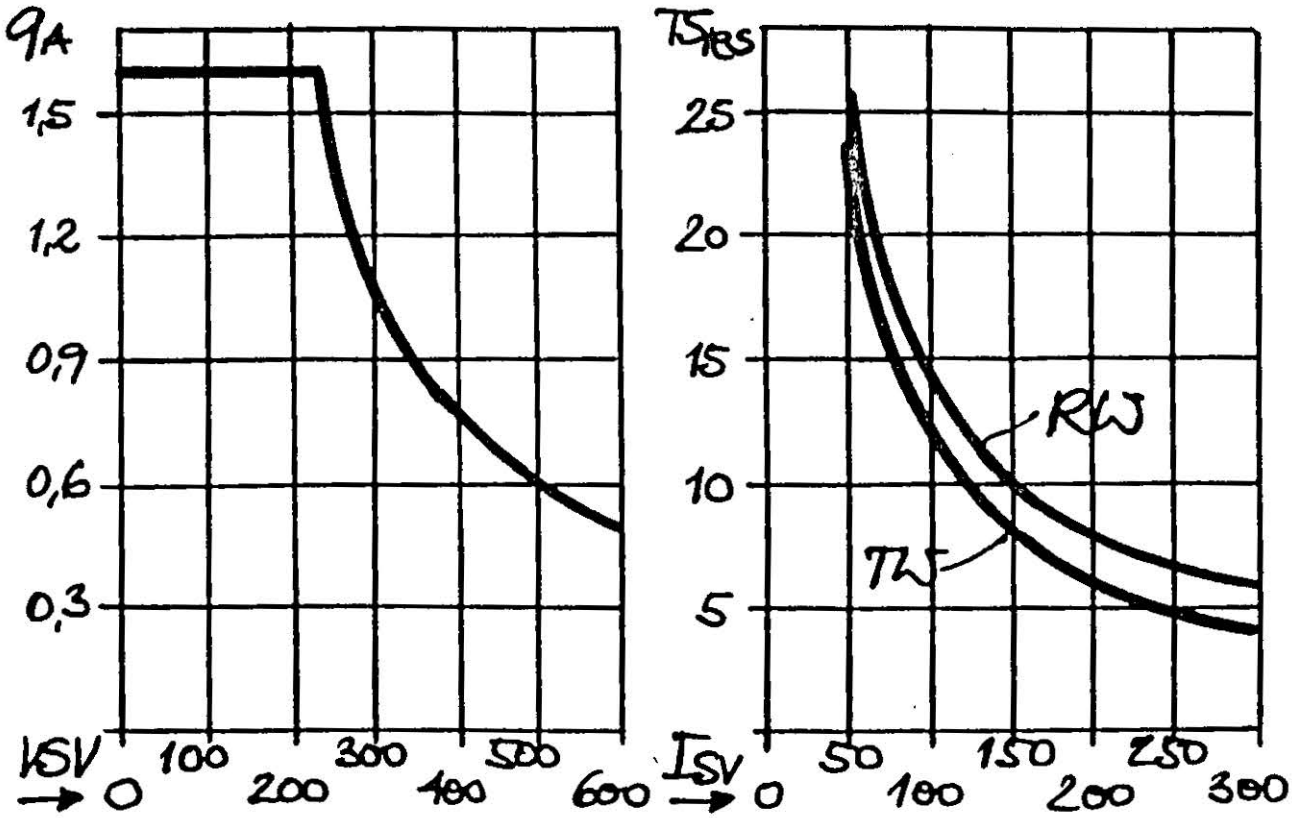


Abbildung 2: Zusammenhang zwischen q_A und VSV.
Abbildung 3: Zusammenhang zwischen TS_{RS} und I_{SV}.

3.3 Ermittlng des Rücklaufverhältnisses

TS_{BB} steht mit dem Rücklaufverhältnis RV (/) und dem Trokkensubstanzgehalt im Rücklaufschlamm, TS_{RS} (kg/m^3), gemäß folgender Formel in Beziehung:

$$TS_{BB} = (RV*TS_{RS})/(1 + RV) \ (kg/m^3) \quad (2).$$

In Abbildung 3 sind empirisch ermittelte Werte für TS_{RS}, der durch Eindickung in der Nachklärung erreichbar ist, - getrennt nach Trocken- und Regenwetterzufluß - eingetragen. Bei der Bemessung für den Trockenwetterzufluß sollte für TS_{RS} i.a. ein niedrigerer als nach Abbildung 3 erreichbarer Wert gewählt werden. Die Einhaltung eines ausreichenden Wertes für TS_{BB} auch bei erhöhtem Regenwetterzufluß wird so erleichtert. Für den gewählten Wert von TS_{RS} ist zu prüfen, ob bei vorgegebenem RV der gewünschte Wert von TS_{BB} auch erreicht werden kann. Die Formeln (2) und (3), in Koppelung mit Abbildung 3, dürfen jedoch nicht so aufgefaßt werden, daß für Werte von RV > 1,5 RV und TS_{RS} bei im Vergleich zum früheren Zustand schlechter gewordenen Eindickeigenschaften zur Aufrechterhaltung von TS_{BB}

austauschbar wären.

3.4 Ermittlung der Beckentiefe

Die erforderliche Tiefe des Nachklärbeckens setzt sich aus folgenden Teiltiefen zusammen:

h_1 - Klarwasserzone;
h_2 - Trennzone;
h_3 - Speicherzone;
h_4 - Eindick- und Räumzone.

Für die Klarwasserzone ist eine Mindesttiefe von h_1 = 0,50 m vorzusehen.
Die Trennzone soll bei Trockenwetterzufluß mit h_2 = 1,0 m berücksichtigt werden. Bei Speicherzonentiefen h_3 > 1,0 m kann für den Regenwetternachweis h_2 bis auf 0,50 m ermäßigt werden, da die Funktion der Trennzone von der Speicherzone dann zum Teil mit übernommen wird.
Die Tiefe der Speicherzone ergibt sich aus dem Ansatz

$$h_3 = (\mathrm{DeltaTS_{BB}} * V_{BB} * I_{SV})/(500 * A_{NB}) \quad (3),$$

wobei $\mathrm{DeltaTS_{BB}}$ der Unterschied von TS_{BB} bei Trocken- und Regenwetter ist. $\mathrm{DeltaTS_{BB}}$ läßt sich anhand der Formel (2) und der Abbildung 3 ermitteln.
Für die Eindickzone wurden folgende empirische Formeln vorgeschlagen:
(a) Für vorwiegend horizontal durchströmte Nachklärbecken:

$$h_4 = (VSV/1000)*(1 + RV) \quad (4).$$

(b) Für vorwiegend vertikal durchströmte Nachklärbecken:

$$h_4 = VSV/1000 \quad (5).$$

Die errechnete Gesamtbeckentiefe h_{ges} soll mindestens 2,50 m betragen, wobei dieser Wert bei geneigter Beckensohle auf 2/3 des Fließweges einzuhalten ist. Bei runden Nachklärbecken darf die Randwassertiefe 2,0 m nicht unterschreiten. Sind große Schildhöhen zur Räumung erforderlich, so soll die 30cm übersteigende Schildhöhe in die Bemessung der Beckentiefe mit eingehen.

3.5 Schlammräumung

Bezüglich der Schlammräumung liegen Arbeiten des ATV-Fachausschusses 2.5 (1988) als auch von BILLMEIER (1988) vor. In der Arbeit des ATV-Fachausschusses 2.5 sind für Rechteck- und Rundbecken in Abhängigkeit der Räumeinrichtung bzw. der Bekkenart (flach oder tief) Auslegungshinweise für die Schlammräumung enthalten. Als maßgebend wird dabei erachtet, daß die Räumeinrichtung in der Lage sein muß, den bei Regenwettersituation (bzw. dem sonstigen maximalen Zufluß) in das Becken einströmenden Feststoffstrom möglichst rasch zurück in das Belebungsbecken zu fördern. Um dies zu erreichen, muß der Schlamm in der Nachklärung sich jedoch ausreichend eingedickt haben. Dafür ist jedoch wiederum eine ausreichend große Bekkenoberfläche erforderlich. Eine gesicherte Räumung des eingedickten Schlammes kann durch folgende Maßnahmen, die in der Arbeit des ATV-Fachausschusses eingehender dargestellt sind, erreicht werden: (a) bei Schildräumung durch eine ausreichnend große Schildhöhe, bei Längsbecken mit einem auf die Lage des Schlammes im Becken angepaßten Räumprogramm bzw. bei Rundbekken mit einer je nach Erfordernis zusätzlichen Anordnung von Schilden (vom Vorschild bis hin zu einer zweifachen Räumbrücke mit vier Schilden); (b) bei Saugräumern in Längsbecken durch eine entsprechende Schildhöhe für die Querräumung zu den Abzugspunkten und ein angepaßtes Räumprogramm, bei Rundbecken je nach Beckendurchmesser durch eine ausreichende Länge der Räumeinrichtung (Beckenradius bis Beckendurchmesser) sowie bei beiden eine ausreichend große Abfuhrkapazität in den Leitungen und Pumpen; (c) bei Bandräumern in Längsbecken durch eine ausreichende Schildhöhe, durch einen nicht zu großen Räumbalkenabstand, aber auch durch eine ausreichend Räumgeschwindigkeit. Um die je nach Fall erforderliche Räumschildhöhe in den Becken auch ausnützen zu können, sollte die ermittelten Höhe h_4 der Eindick- und Räumzone deutlich tiefer sein als die Höhe des Räumschildes. Es wird daher vorgeschlagen, in den einzelnen Anwendungsfällen den Wechselbezug zwischen der Räumschildhöhe und der Tiefe der Eindick- und Räumzone ausreichend zu berücksichtigen (siehe auch Abschnitt 3.4).

4. Wahl des Nachklärbeckens

4.1 Allgemeines

Die Wahl der Art der Nachklärung hängt sowohl von der Größe der Anlage, von den Untergrundverhältnissen, von dem zur Verfügung stehenden Platz, von der Lage der verbindenden Leitungen und von den Möglichkeiten zur Teilung der zufließenden Volumenströme als auch der Vereinigung der Rücklaufschlammströme, aber auch von Auffassungen über die betriebliche Verläßlichkeit der jeweiligen maschinellen Einrichtung ab.

4.2 Tiefe Becken ohne maschinelle Räumung

Wie schon erwähnt, sind **tiefe Becken ohne maschinelle Räumung** i.a. auf kleine Anlagen bei Fehlen von Grundwasser beschränkt, da die erforderliche Wandneigung von 1,7:1 bei eigentlich geringen Durchmessern sehr rasch große Beckentiefen erzwingt. Auf die betrieblichen Vorteile - Stabilisierung der Strömung, Ausbildung eines Flockenfilters - wurde schon verwiesen.

4.3 Längsdurchströmte Becken

Längsbecken sind in ihrer Längserstreckung i.a. durch die Möglichkeiten zur Schlammräumung begrenzt, da i.a. die Räumgeschwindigkeit 3 cm pro Sekunde nicht überschreiten soll und die Räumprogramme nicht beliebig angepaßt werden können. Zu große Längen ermöglichen darüber hinaus auch - je nach Lage der maßgebenden Windrichtungen - eine durch Wind induzierte Kurzschlußströmung. Sie haben im Vergleich zu Rundbecken den Vorteil, daß ihre Schlammtrichter i.a. nicht so tief liegen wie bei diesen, aber auch, daß sie fallweise kompakter auf den vorhandenen Flächen untergebracht werden können. Die Schlammräumung kann durch Schilde bzw. durch Sauger in Intervallen, durch Bandräumer stetig erfolgen. Die in Intervallen räumenden maschinellen Einrichtungen müssen bei Fehlen von Führungen vor allem mit Bezug auf den Gleichlauf der Antriebe verläßlich sein. Ein Abzug von Schwimmschlamm läßt sich bei den in Intervallen fahrenden Räumern bisher einfach, bei Bandräumern bisher eher schwer durchführen.

4.4 Rundbecken

Rundbecken sind in ihrem Durchmesser eher nicht durch die Schlammräumung, wohl jedoch durch den Windangriff begrenzt. Je nach der Windstärke und dem vorhandenen Windschutz dürfen dabei Durchmesser von i.a. 60 m nicht überschritten werden. Die Schlammtrichter wurden bisher i.a. zentral und damit recht tief ausgebildet (siehe Abbildung 4), doch gibt es auch einen Fall, wo drei vergleichsweise flache Trichter drei Abflußleitungen bisher, trotz eines hohen mineralischen Anteils im Belebtschlamm, mit Erfolg anspeisen (siehe Abbildung 5). Ein

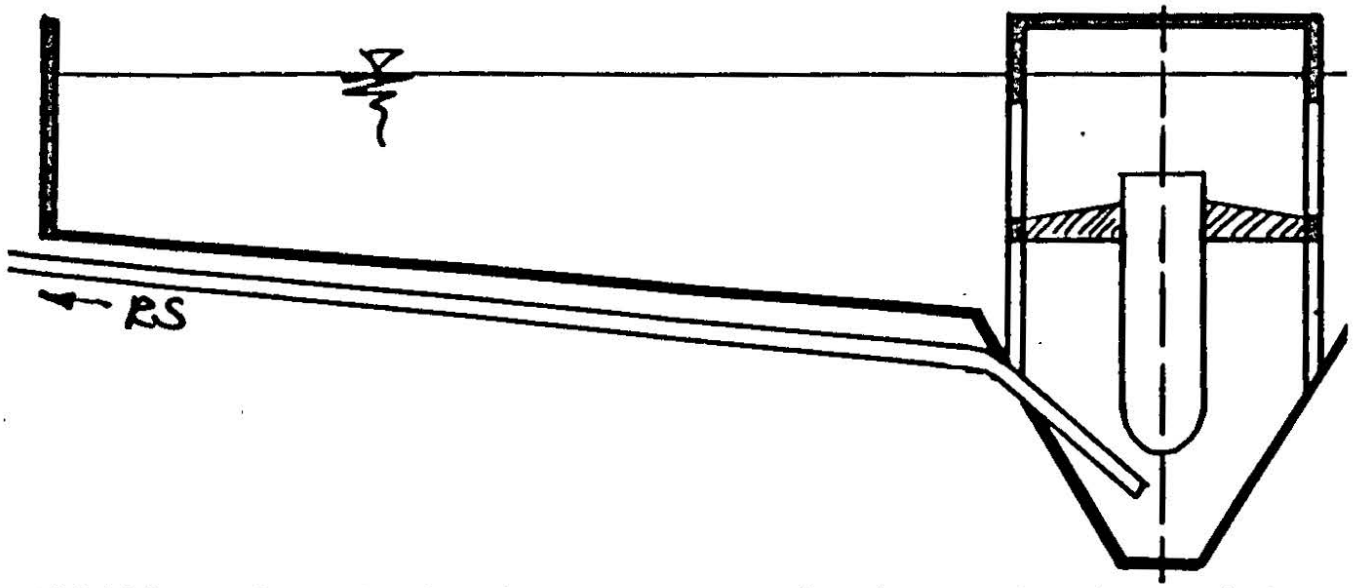


Abbildung 4: Prinzipschema eines Rundbeckens mit einem tiefen Mitteltrichter.

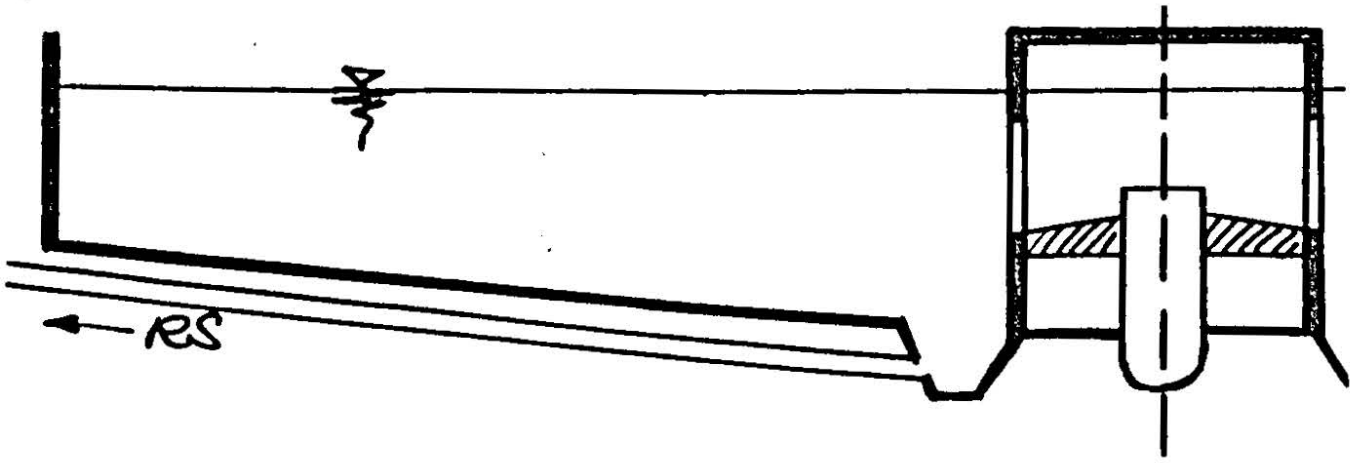


Abbildung 5: Prinzipschema eines Rundbeckens mit drei kleinen, um je 120° versetzten Schlammtrichtern.

großer Vorteil der Rundbecken besteht darin, daß der Schlamm in stetig gleichförmiger Art geräumt wird. Die Räumung erfolgt

i.a. durch Schilde, doch wurden auch schon Sauger in Rundbekken eingebaut. Bei Saugräumung und einer bisher in Österreich üblichen zentralen Zufuhr des Abwasser-Belebtschlamm-Gemisches wurde beobachtet, daß einzelne Heber zum Erliegen kamen, während bei anderen ein Durchbruch von Klarwasser erfolgte. Überlegungen ergaben dabei, daß diese Erscheinungen sowohl durch die nicht-newtonschen Fließeigenschaften des Belebtschlammes als auch durch Dichteunterschiede im Schlammbett zufolge einer Klassierung auf dem Wege vom Zulauf zum Ablauf erklärbar sind. Die Anordnung von Saugräumern in Rundbecken muß somit speziell überlegt werden. Die Schwimmschlammräumung ist bei Rundbecken i.a. ohne Schwierigkeiten anordenbar.

4.5 Querdurchströmte Becken

Eine **Sonderform des Rechteckbeckens** stellt das **querdurchströmte, mit Saugräumern ausgerüstete Becken** dar (Abbildung 6). Bei ausreichender Beckentiefe ist dieses sogar als vertikaldurchströmt anzusehen. Nach SCHLEGEL (1988) wurden mit diesen Bekken sehr gute Erfahrungen gewonnen, da die Forderung nach einer möglichst geringen Zusatzströmung bei ihnen sehr gut verwirklicht werden kann.

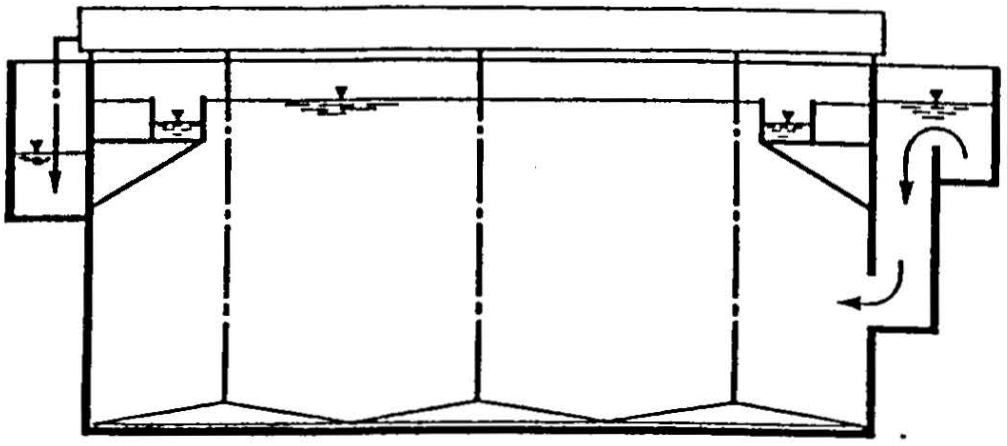


Abbildung 6: Querschnitt eines querdurchströmten Rechteckbekkens mit Saugräumung (aus SCHLEGEL, 1989).

4.6 Doppelstöckige Becken

Eine weitere **Sonderform des Rechteckbeckens sind die doppelstöckigen Becken**, die vor allem bei sehr beengten Platzver-

hältnissen eingesetzt werden. Beispiele dazu gibt es in Siedlungsgebieten mit großer Siedlungsdichte. KLEFFNER (1972) beschreibt derartige Becken in Hamburg (siehe Abbildung 7), HIBBELN (1982) berichtet über solche zwei- und mehrstöckige Becken in Japan. Nach Ansicht von SICKERT (1977) sollte jedoch bei Tiefen bis zu etwa 6,0 m die fehlende Beckenoberfläche durch die die Bemessung übersteigende Beckentiefe substituierbar sein, d.h. als ein einfaches Kriterium für die Wahl der Kubatur kann die hydraulische Aufenthaltszeit herangezogen werden.

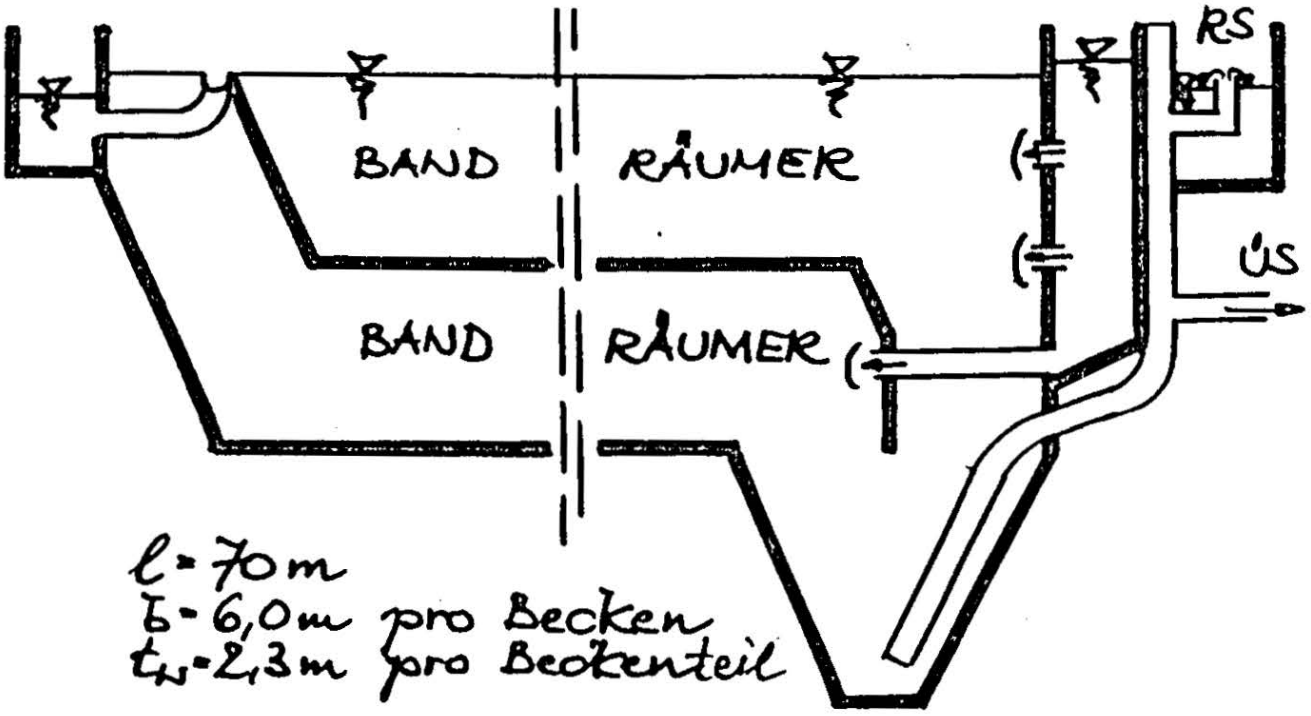


Abbildung 7: Doppelstöckige Absetzbecken der Kläranlage Stellinger Moor der Freien und Hansestadt Hamburg.

4.7 Zweistufige Nachklärung

Eine zusätzliche **Sonderform sind zweistufige Kombinationen,** bei denen die Masse an Schlamm aus der ersten Stufe entnommen wird und der "Feinrückhalt" in der zweiten Stufe erfolgt. Ausbildungen können dabei in der Kombination Flotation-Sedimentation bzw. Sedimentation-Sedimentation gefunden werden. Nach JEDELE (1988) bietet dabei die Kombination **Flotation-Sedimentation** (siehe die Abbildung 8) den Vorteil, den Engpaß "Eindickung" besser als bisher zu überwinden. Neben einer

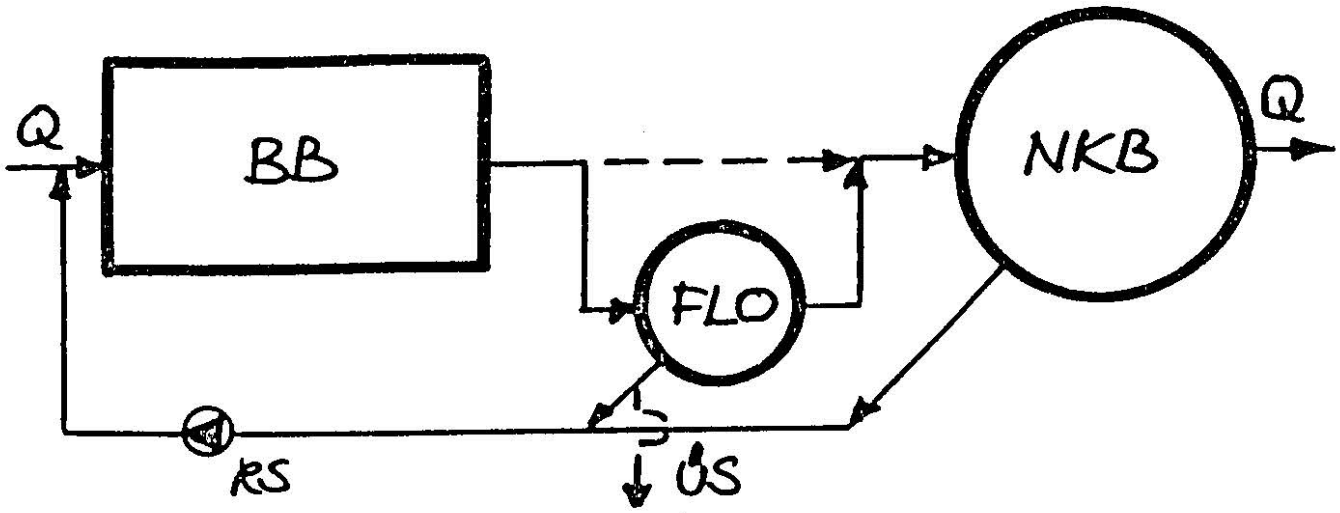


Abbildung 8: Zweistufige Nachklärung in der Ausbildung Flotation-Sedimentation.

Vollstrom-Ausbildung ist auch die Anordnung im Teilstrom möglich. Das Flotat erreichte ohne Zugabe von Flockungsmitteln einen Feststoffgehalt von 40 kg/m^3, bei einer Ablaufkonzentration zur nachgeschalteten Sedimentation von ca. 120 mg/l. Über Erfahrungen zur **zweistufigen Sedimentation** (siehe die Abbildung 9) berichtet SEYFRIED (1989). So ergaben Untersuchungen

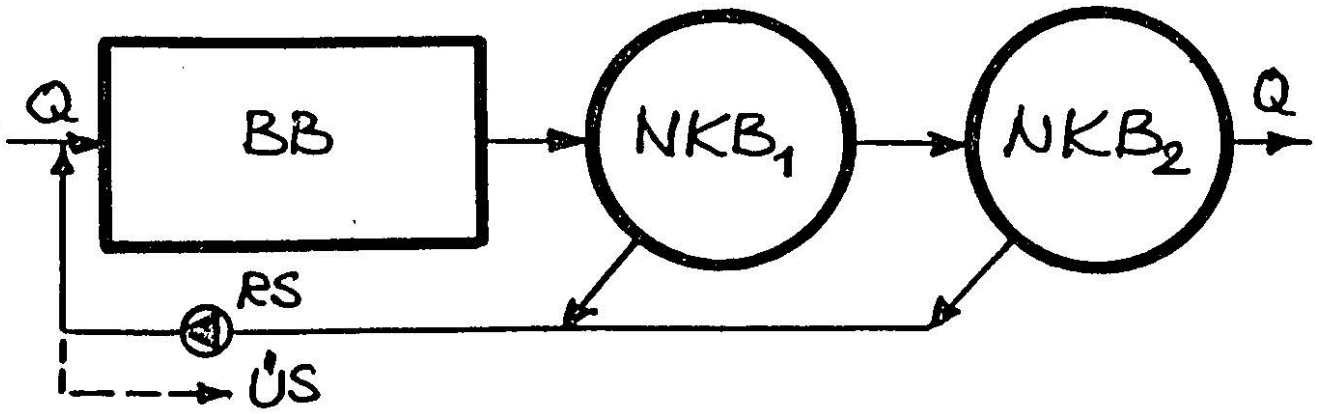


Abbildung 9: Zweistufige Nachklärung mit hintereinandergeschalteten Nachklärbecken.

der zweistufigen Nachklärung der KA Lüdinghausen (Lippeverband) für einen 80%-Wert von 20 mg/l an abfiltrierbaren Stoffen im Vergleich 1-stufig zu 2-stufig bei gleicher Gesamtoberfläche eine Steigerung der zulässigen Flächenbeschickung von 0,65 auf 0,8 m^3/(m^2*h). Es ist jedoch bei künftig steigenden

Anforderungen an den Anlagenablauf zu überlegen, ob der Aufwand für eine zweistufige Sedimentation nicht doch besser als Anzahlung für die in der Zukunft fällige Filtration aufgeschoben werden sollte.

5. Hinweise zur konstruktiven Ausbildung

5.1 Teilung des Zuflusses

Aus Gründen des gesicherten Betriebes ist i.a. eine Teilung der Anlage auf zwei Straßen bzw. auf jeweils zwei voneinander trennbare Einzelbauwerke derselben Stufe der Anlage anzustreben. Dies bedeutet, daß der Teilung von Volumenströmen im Durchlauf durch die Anlage wesentliche Bedeutung zukommt. Mögliche Lösungswege zur Mengenteilung, die stets mit der Hydraulik der Anlage gekoppelt sind, haben STALZER/v.d.EMDE (1972) beschrieben. Diese umfassen (siehe Abbildung 10):

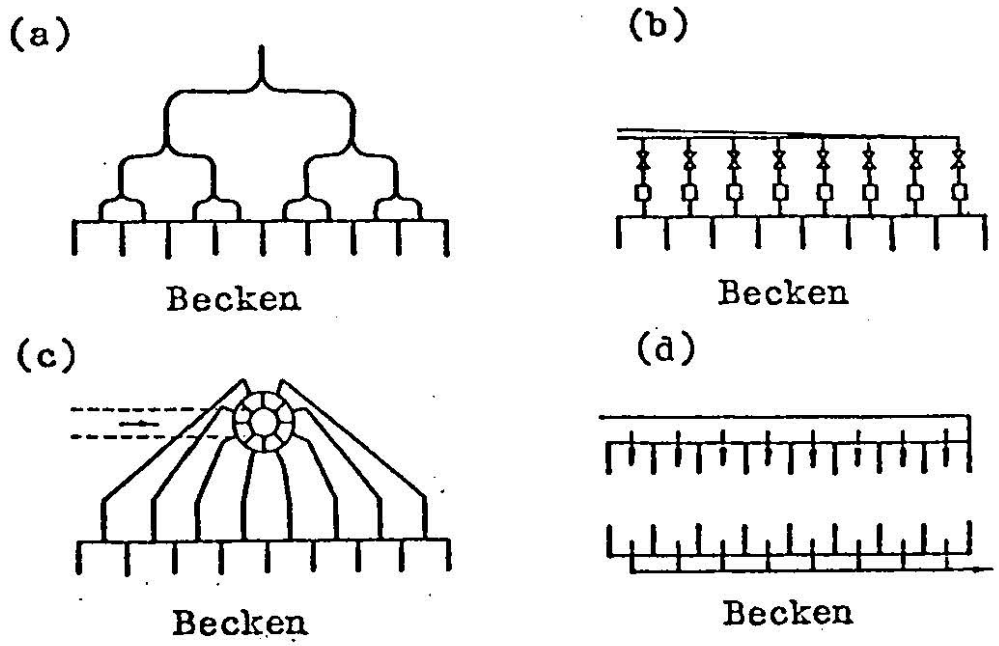


Abbildung 10: Möglichkeiten zur Teilung von Volumenströmen.

(a) Teilung durch Gerinnespalten. Vorteile: Kein Verstopfen, kaum Verluste; Nachteile: Bei richtiger Auslegung lange Entwicklungslänge.

(b) Teilung durch gesteuerte Schieber. Vorteile: Geringe Verluste; Nachteile: Geringe Verläßlichkeit, Verstopfungsge-

fahr.

(c) Teilung durch Aufspaltung am Überfall. Vorteile: Kein Verstopfen; Nachteile: Zusätzliche Fließverluste, schwieriger Bau.

(d) Teilung durch hohe Eintrittsverluste verglichen mit der Überfallhöhe am Ablauf. Vorteile: Kaum ein Verstopfen, keine Entwicklungslänge; Nachteile: Bei Rundbecken schwierig anordenbar.

5.2 Entgasung

Der Entgasung ist bei Belebungsbecken mit großer Beckentiefe bzw. bei Anlagen mit Reinsauerstoffbegasung bezüglich ihrer konstruktiven Ausbildung besonderes Augenmerk zu schenken, da in diesen beiden Fällen im Belebungsbecken besonders starke Übersättigungen bezüglich CO_2, N_2 und O_2 vorliegen. Generell sollte sie so ausgelegt werden, daß einerseits ein möglichst guter Austausch ohne erneuten Eintrag und andererseits auch schon eine Bildung großer Flocken eintritt. Wo die Entgasung anzuordnen ist, hängt von den Bedingungen auf der jeweiligen Anlage ab.

5.3 Einlaufbereich und seine Gestaltung

Die in der Entgasung unterstützte Bildung großer, gut absetzbarer Flocken muß auch in den Zulaufbereichen vor den Ein-

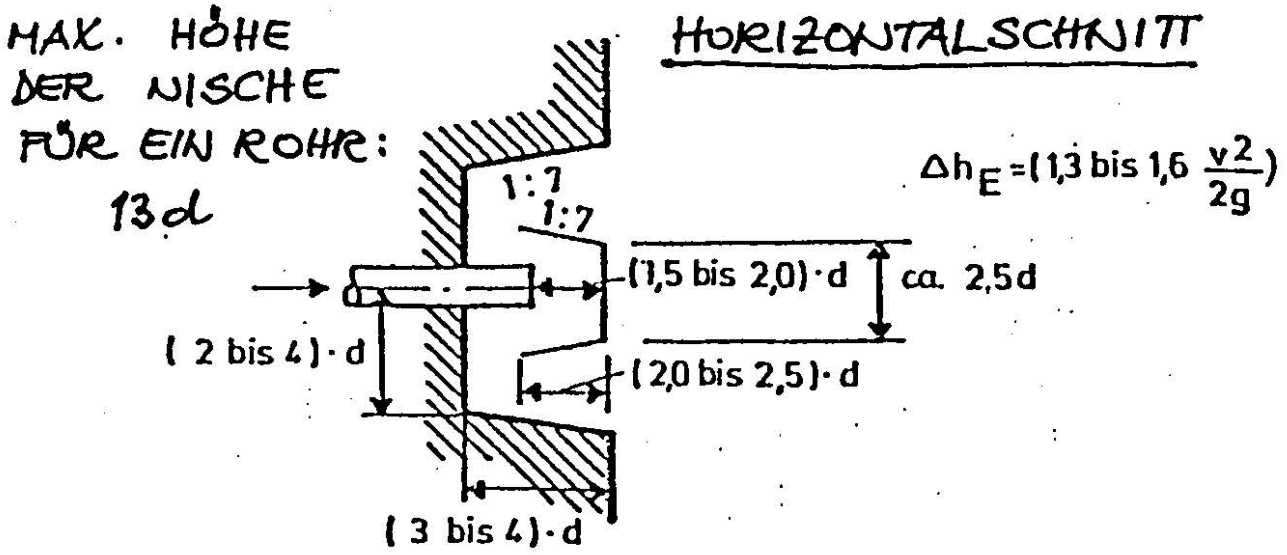


Abbildung 11: "Stuttgarter Einlauf" nach WEIDNER.

läufen in Becken sowie in den echten Einläufen selber durch entsprechende konstruktive Ausbildungen dieser Bereiche gefördert werden. Die eigentlichen Einläufe sollten dabei das zufließende Abwasser rasch gleichmässig auf den Beckenquerschnitt aufteilen, aber auch den Schlamm möglichst in die Nähe des Rücklaufschlammabzuges bringen. Der in Abbildung 11 gezeigte "Stuttgarter Einlauf" von WEIDNER (1967) wurde für die Vorklärung entwickelt und kann bei Längs- und Rundbecken zum Einsatz gelangen. Bei Rundbecken sind jedoch Beruhigungsgitter üblich.

5.4 Verhältnis von Länge zu Breite zu Tiefe der Becken

Um bei Längsbecken Dichteströmungen hintanzuhalten, sollte das Verhältnis von Beckenlänge zu Beckentiefe i.a. den Wert von 10:1 nicht unterschreiten und die Beckenbreite sollte im Verhältnis zur Beckenlänge nicht größer als 1:3 sein. Bei kleinen Becken sollten, wenn dies die Grundwasserverhältnisse zulassen, Trichterbecken den flachen Rundbecken vorgezogen werden. Flache Rundbecken sind in der DIN 19.552 genormt; dies kann wegen im Handel direkt erhältlicher Räumer wichtig sein.

5.5 Ablaufgestaltung und Schwimmschlammabzug

Wie schon erwähnt, sollte der Ablauf aus einem Bereich des Beckens in dem der Abtrieb an Flocken möglichst gering ist, möglichst flächig abgezogen werden. Zusätzlich ist auch der Rückhalt und die Räumung von Schwimmschlamm zu beachten. Konstruktiv kann diese Vorstellung **bei längsdurchflossenen Rechteckbecken** dadurch erfolgen, daß die Rinnen bis auf ein Drittel der Beckenlänge parallel zur Längsrichtung hereingezogen werden (dazu siehe Abbildung 12). Der Schwimmschlamm kann hier durch nicht zu tief eintauchende Tauchwände rückgehalten werden. **Bei Rundbecken** kann der Ablauf sowohl über innere konzentrische Ablaufringe in Verbindung mit einem äußeren oder durch radiale Ableitungen erfolgen (dazu siehe die Abbildungen 13, 14 und 15). Der Schwimmschlamm kann am günstigsten bei voll eingestauten, auf der Unterseite gelochten, radial angeordneten Stichrohren zurückgehalten werden; der eigentliche Abzug

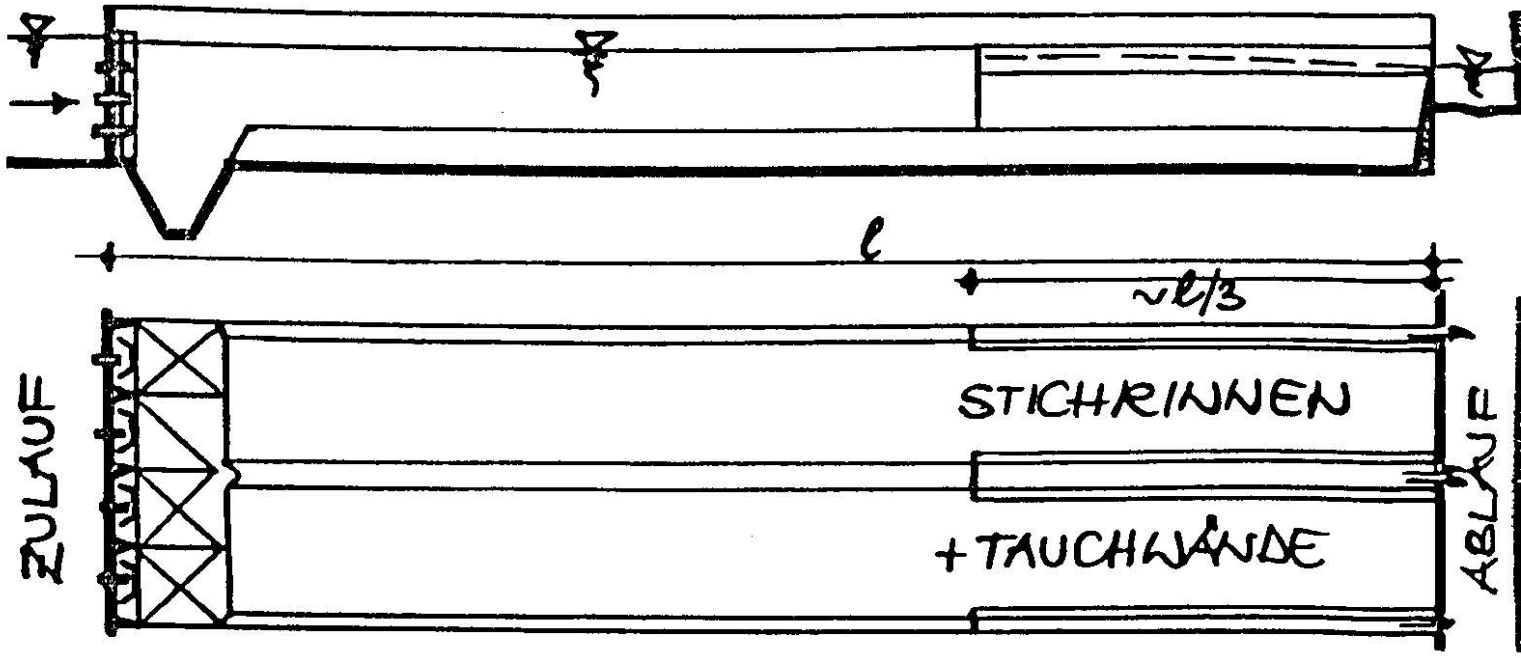


Abbildung 12: Längserstreckte Ablaufrinnen bei Längsbecken.

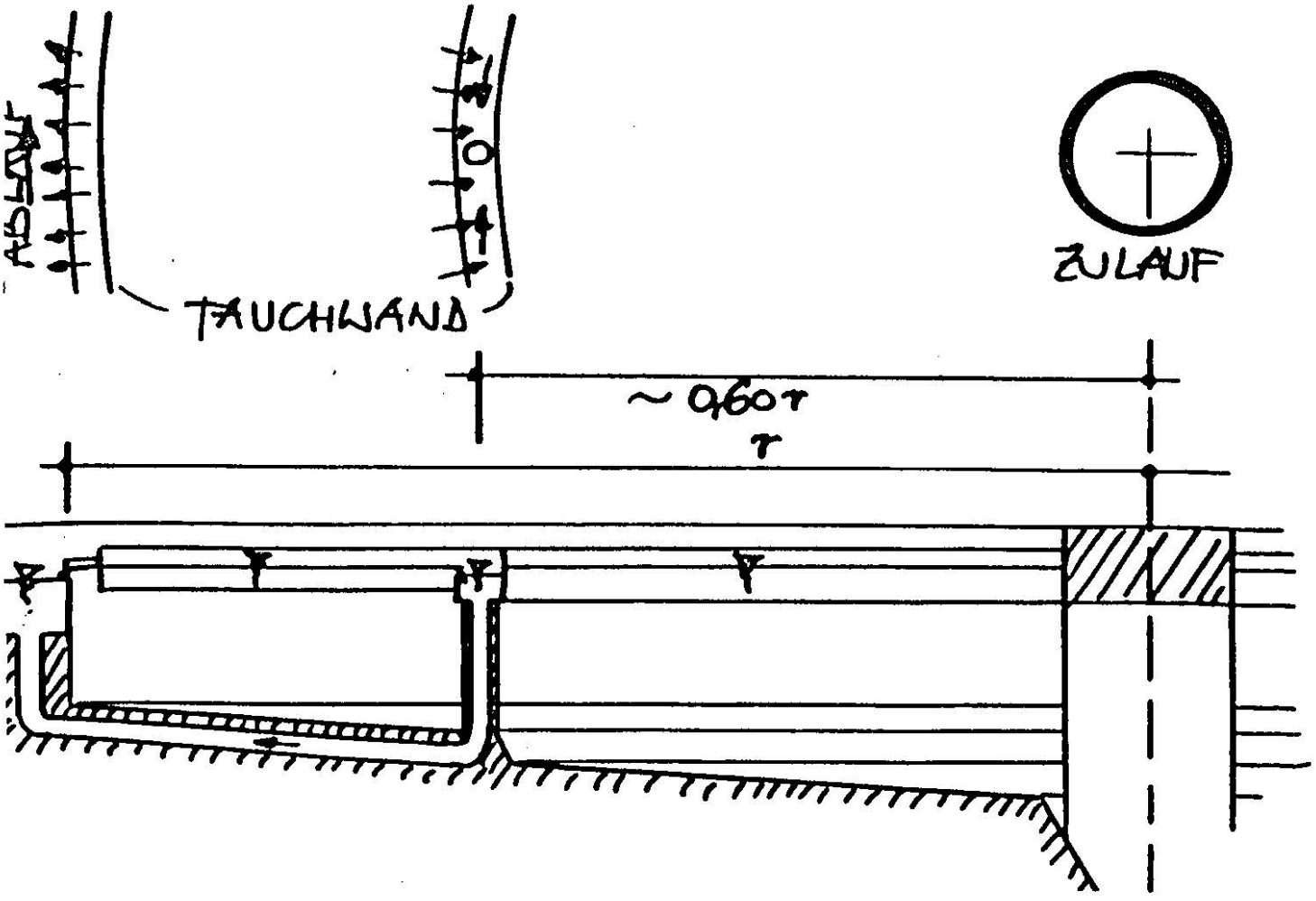


Abbildung 13: Konzentrische Ablaufrinnen bei Rundbecken.

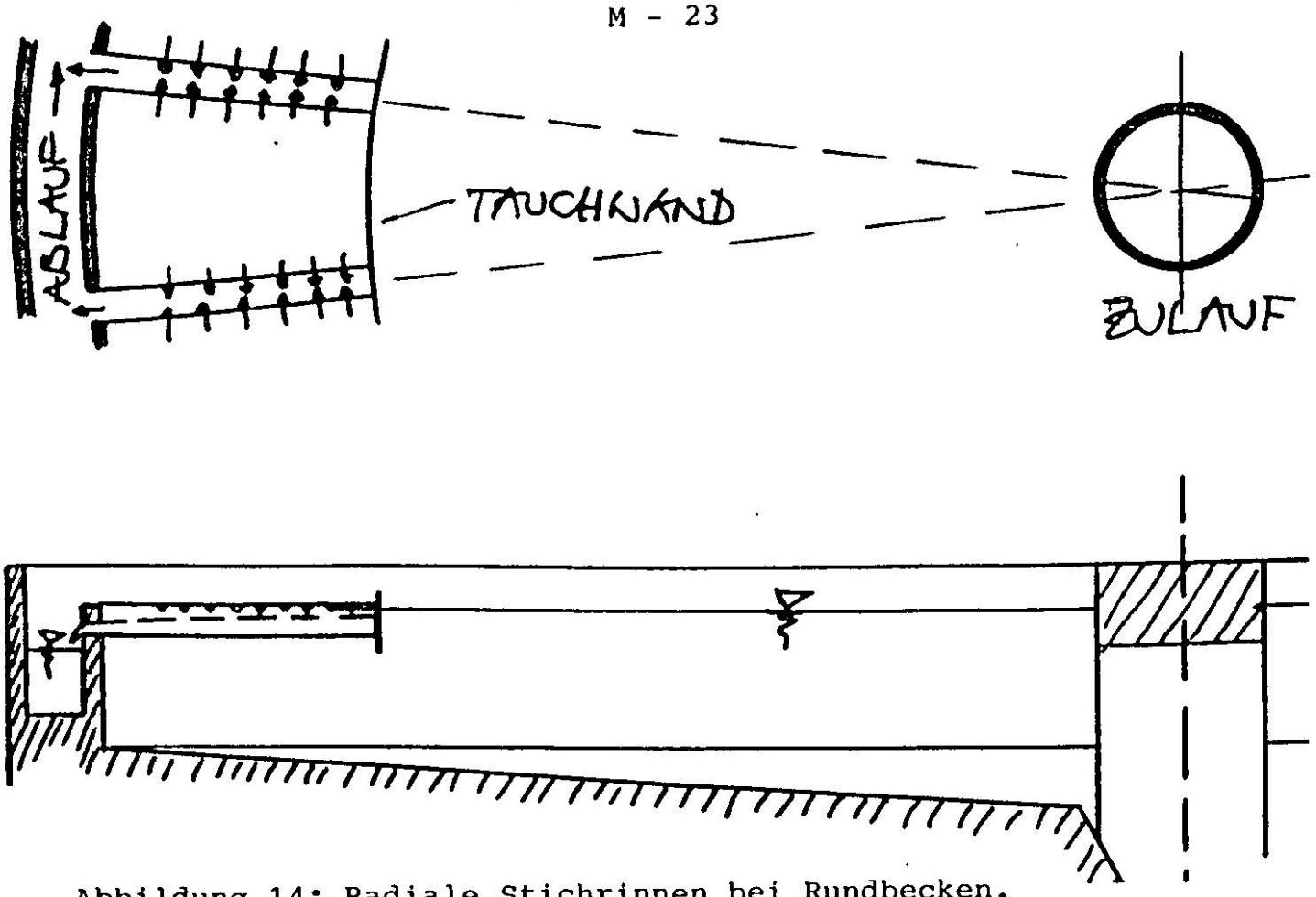


Abbildung 14: Radiale Stichrinnen bei Rundbecken.

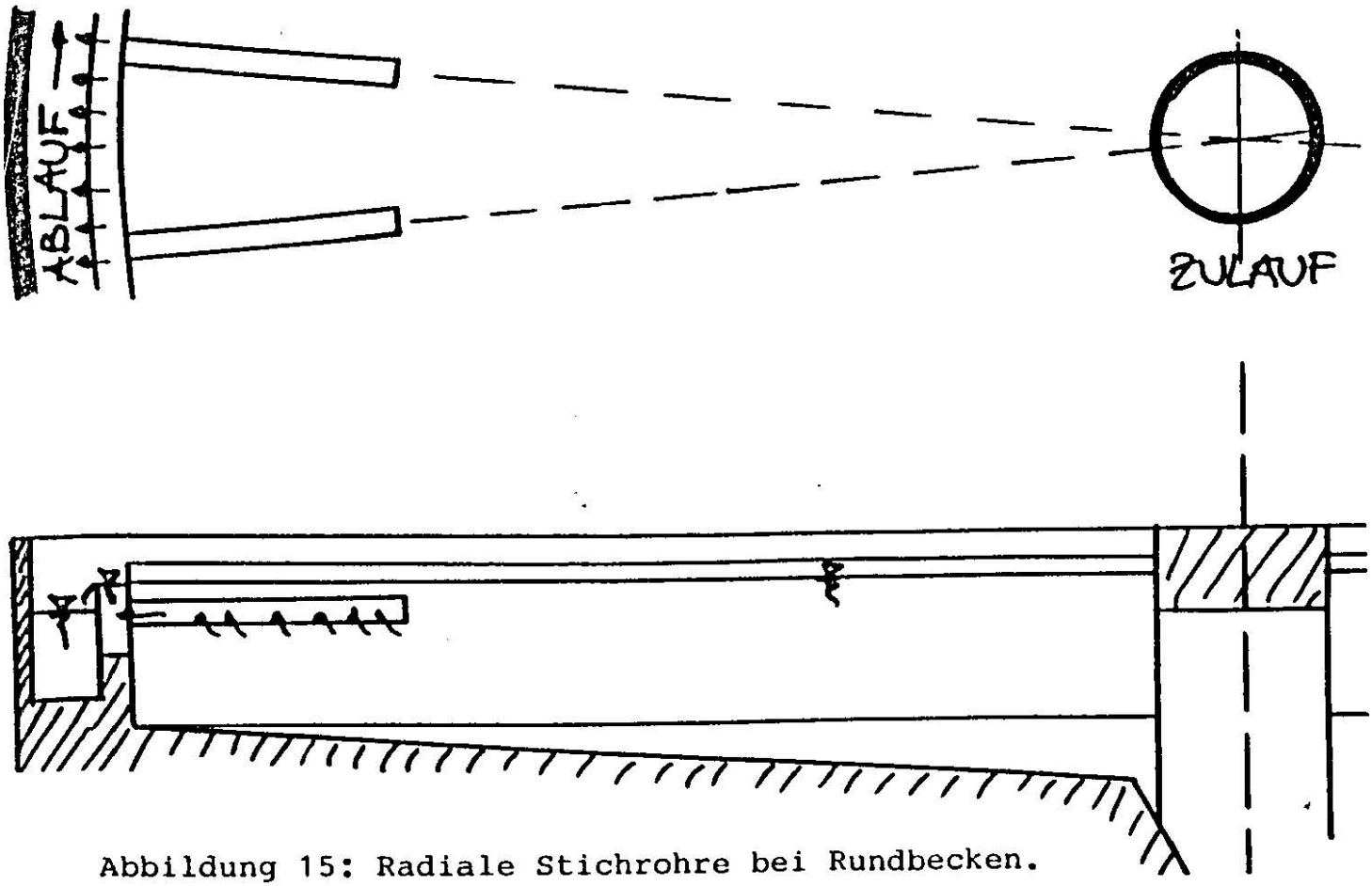


Abbildung 15: Radiale Stichrohre bei Rundbecken.

erfolgt dann über einen außerhalb der Absetzzone befindlichen Zahnkran bzw. fallweise bei großen Überlauflängen im Auslauf aus dem Becken über diese.
Bei leichten Belebtschlämmen sollten bei Zahnschwellen, die dem Abzug von Abwasser direkt aus dem Becken dienen, Wehrkantenbelastungen von $\leq$ 5 $m^3/(m*h)$, bei Schlämmen mit absehbar guten Absetzeigenschaften von $\leq$ 10 $m^3/(m*h)$ gewählt werden. Auf die Hydraulik der Ablaufrinnen (Rückstau!) wird speziell verwiesen (HÖRLER, 1969).

6. Mitbehandlung von Q_{RW}

(Niederschlagsanfall, Abarbeitung von RÜBs)

In einer großen Zahl von Fällen wurden in Österreich Mischkanalisationen verwirklicht. In Ausweitung der in der einführenden Arbeit zu diesem Kurs enthaltenen Hinweise ist zu erwähnen, daß die Einstellung für Q_{RW} auf einer Anlage (z.B. das zwei- oder dreifache von Q_{TW}) in bezug auf die Erfassung der im Zulauf enthaltenen Schmutzstofffracht dann umso besser zum Tragen kommt, je größer die auf die abflußwirksame Fläche bezogenen Schmutzwasserabflußspenden sind. Die Schmutzwasserabflußspende beträgt z.B. bei 100E pro Hektar Siedlungsfläche und einem Abflußbeiwert von 0,4 sowie einem maximalen Schmutzwasseranfall von 5 l/(s*1000E) 1,25 $l/(s*ha_{red})$, bei einem Abflußbeiwert von 0,2 schon 2,5 $l/(s*ha_{red})$. Der tatsächliche Volumenstrom beträgt jedoch in beiden Fällen 0,5 $l/(s*ha_{siedl})$. Q_{RW} kann dann, je nach Wahl, $2*Q_{TW}$ bzw. $3*Q_{TW}$, dh. 1,0 bis 1,5 $l/(s*ha_{siedl})$, ausmachen. Bei einem Abflußbeiwert von 0,4 können dann 1,25 bzw. 2,5 $l/(s*ha_{siedl})$ - bzw. bei geringerem Schmutzwasseranfall entsprechend mehr - des abfließenden Niederschlages zur Anlage weitergeleitet werden. Bei einem Abflußbeiwert von 0,2 betragen die vergleichbaren Zahlen schon 2,5 bzw. 5,0 l/(s*ha), bzw. bei geringerem Schmutzwasseranfall mehr, was bedeutet, daß schon eine größere Zahl von Regen mit niedrigen Intensitäten nicht überlaufen werden und auf der Anlage gereinigt werden müssen.

Die Mitbehandlung von Mischwasser in der Abwasserreinigung wird sowohl die Abbauwirkungsgrade als auch die generelle Effizienz der Reinigungsanlagen verringern. Bei - im Vergleich zum Trockenwetterfall - konstanten Ablaufwerten ist dies schon aus den niedrigeren zu erwartenden Zulaufkonzentrationen ableitbar. In welchem Umfang dies auftreten wird, hängt sowohl vom Betriebspunkt der Anlage, aber auch von der Anlaufkurve, von der Größe als auch von der Dauer des tatsächlichen Q_{RW}-Zuflusses ab. Werden Regenüberlaufbecken abgearbeitet, so sollte dies bei häuslichem Abwasser, wenn möglich - auch in Querverbindung zum noch folgenden Punkt 7 - in Zeiten von Zufluß- und Frachtminimas, d.h. also i.a. während der Nacht, durchgeführt werden. Diese Forderung steht jedoch, je nach Situation, im Widerspruch zu jener, die Inhalte von RÜBs möglichst "frisch" zur Reinigung zu bringen.

Wie im Abschnitt 3.5 schon festgehalten, sind - bei Auslegung der Beckenoberfläche auch auf Q_{RW} - die dann begrenzenden Faktoren für den hier besprochenen Betriebszustand sowohl die Schlammräumung als auch das Eindickverhalten des Schlammes bei seinem verstärkten Zuströmen aus dem Belebungsbecken. Wird die Schlammräumung nach den Vorstellungen des ATV-Fachausschusses 2.5 konzipiert, dann sollte diese auch bei Mitbehandlung von Q_{RW} keinen Engpaß darstellen. TDiese Begrenzung kann trotz Berücksichtigung dieser Vorschläge dann auftreten, wenn schlechtere Eindickeigenschaften vorliegen als sie der Ausbildung zugrunde gelegt worden waren.

In Koppelung mit dem Abschnitt 3.5 ergeben sich folgende Folgerungen:

(a) Wahl des RV so, daß Q_{RW} mitberücksichtigt wird.
(b) Auslegung der Beckenoberfläche auf Q_{RW}, was bei $Q_{RW} > 2*Q_{TW}$ einer speziellen Berücksichtigung bedarf.
(c) Ausreichende Bemessung der Schlammräumeinrichtung, mit Berücksichtigung von Q_{RW}.
(d) Übersteigen die Höhen der Räumeinrichtungen 30cm (bzw. eine durch 30 cm über dem Beckenboden gelegene Horizon-

tale), so ist die 30cm übersteigende Höhe der Räumer der Eindick- und Räumzone hinzuzuschlagen.

7. Denitrifikation im Nachklärbecken

Wer kennt sie nicht, die Oberflächen von Nachklärbecken, auf denen Schlammpakete vor allem in der warmen Jahreszeit an die Oberfläche aufschwimmen. Dies wurde nicht nur aufteilnitrifizierenden, sondern auch bei nitrifizierenden, aber auch nicht voll denitrifizierenden Anlagen beobachtet.

GUJER (1986) stellte eine einfache Methode zur numerischen Abschätzung der jeweils vorliegenden Situation auf. Im Überblick dargestellt ergeben sich dabei folgende Abhängigkeiten für eine unkontrollierte Denitrifikation im Nachklärbecken:

(a) Nitratgehalt. Je größer, umso wahrscheinlicher.
(b) Temperatur. Je wärmer, umso wahrscheinlicher.
(c) Schlammalter. Je niedriger, bei vorhandener Nitrifikation, umso wahrscheinlicher.
(d) Tatsächliche Betttiefe der Eindick- und Räumzone. Je grösser, umso wahrscheinlicher. (Also vor allem auch bei Blähschlamm:). (In Ausweitung des Kapitels 6: Ein plötzlicher Übergang von Q_{TW} auf Q_{RW} bewirkt zunächst eine Vergrößerung der tatsächlichen Eindick- und Räumzone. Tritt dies zu Zeiten großer Nitratkonzentrationen auf, also in späten Vormittags- bis Nachmittagsstunden, dann ist ein entsprechendes Risiko für eine ungesteuerte Denitrifikation vorhanden, das in den Nachtstunden wegen niedrigerer Nitratkonzentrationen nicht in diesem Ausmaß vorliegt.)
(e) Belastungsspitzen bewirken ebenfalls eine Vergrößerung des Denitrifikationspotentiales.
(f) Bei tiefen Becken (z.B. 8 - 10 m) und im Vergleich dazu flachen Nachklärbecken (z.B. 4m) genügt die Freisetzung vergleichsweise geringer Mengen an N_2 bevor es zur Blasenbildung kommt.

Beim Entwurf der Anlagen sollte das Hauptaugenmerk daher - aber auch aus Gewässerschutzgründen! - auf die Denitrifikation in der Anlage und auf eine angeschlossene ausreichende Entgasung gelegt werden. Darüber hinaus sind die im Abschnitt 5.5 enthaltenen Hinweise bezüglich der Tauchwände und Schwimmschlammräumung möglichst von Anfang an konstruktiv vorzusehen. Fallweise genügt es auch, die aufgeschwommenen Schlammpakete durch Zerstören wieder zum Absetzen zu veranlassen, sodaß eine Räumung nicht erforderlich wird, die bei einem Aufschwimmen, das nur durch Denitrifikation verursacht ist, übrigens auch nicht erwünscht ist. Wer numerische Abschätzungen durchführen möchte, wird auf die Arbeit von GUJER verwiesen.

Hinweis für die Anwendung

Vor fast 15 Jahren schrieb K.-H. KALBSKOPF:

" ... Es empfiehlt sich, die betrieblichen Anforderungen an die Schlammräumsysteme (und deren Rückwirkungen auf die Beckengestaltung) mit den Lieferfirmen eingehend zu diskutieren, um zweckmäßige, robuste und wartungsarme maschinelle Einrichtungen zu erhalten.

Mit diesen Hinweisen möchte ich meine Ausführungen schließen und gleichzeitig die Anregung geben, vor Planung und Bau von Absetzbecken möglichst viele Betriebsanlagen zu besichtigen und mit den Betreibern über deren Erfahrungen zu diskutieren, da dadurch bestehende Diskrepanzen zwischen unseren Vorstellungen über die Vorgänge in den Becken und den praktischen Ergebnissen am besten geklärt werden können."

Derselbe Hinweis wurde auch in den vor zehn Jahren abgehaltenen Kurs mit aufgenommen. In der Zwischenzeit sind unsere Einsichten angewachsen, die damals vorhandene Unmöglichkeit, die Vorgänge in der Nachklärung und deren Einbindung in das Belebungsverfahren rein theoretisch zu erklären, blieb jedoch

weiter bestehen. Die Nachklärung ist somit nach wie vor eher durch "Kunst" als durch "Theoretische Berechnung" ihrer Bestimmung zuführbar, doch sollten natürlich alle theoretisch fundierten Einsichten auch genutzt werden.

Literatur

Anderson, N.E. (1945): Design of Settling Tanks for Activated Sludge. Sewage Works Journal, 17, p.50.

ATV, ed. (1969): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Bd. 2, W.Ernst & Sohn.

ATV, ed. (1975): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Bd. 2, 2. Auflage, W.Ernst & Sohn.

ATV, ed. (1981): Arbeitsblatt A 131 - Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen mit Anschlußwerten über 10.000 Einwohnergleichwerten. GFA, St.Augustin, 12p.

ATV-Fachausschuß 2.5 (1988): Schlammräumsysteme für Nachklärbecken von Belebungsanlagen. KA, 35, (263-274).

Billmeier, E. (1978): Verbesserte Bemessungsvorschläge für horizontal durchströmte Nachklärbecken von Belebungsanlagen. Diss. TU München und Bd. 21 der Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München.

Billmeier, E. (1988): Der Einfluß der Schlammräumung auf die Feststoffabtrennung in Nachklärbecken von Belebungsanlagen. KA, 35, (256-262).

Camp, T.R. (1936): A Study of the Rational Design of Settling Tanks. Sewage Works Journal, 8, (742-758).

Camp, T.R. (1937): Discussion of "Sedimentation in Quiescent and Turbulent Basins", by J.J.Slade Jr., ASCE Transactions, 102, (306-314).

Camp, T.R. (1944): Discussion of "Effect of Turbulence on Sedimentation", by W.E.Dobbins, ASCE Transactions, 109, (660-667).

Camp, T.R. (1945): Sedimentation and the Design of Settling Tanks. ASCE Transactions, 111, (895-936).

Camp, T.R. (1953): Studies of Sedimentation Basin Design. Sewage and Industrial Wastes, 25, (1-12).

Coe, H.S., and Clevenger, G.H. (1916): Methods for determining the Capacities of Slime Settling Tanks. Trans., AIMin-Eng., 55, p.356f.

Dick, R.I. (1967): Evaluation of Activated Sludge Thickening Theories. ASCE, J.San.Eng.Div., 93, SA 4., (9-29).

Dick, R.I. (1970): Role of Activated Sludge Final Settling Tanks. ASCE, J.San.Eng.Div., 96, (423-436).

Ekama, G.A., A.R.Pitman, M.Smollen & G.v.R.Marais (1984): Secondary Settling Tanks. Chapter 8 in: Theory, Design and Operation of Nutrient Removal Activated Sludge Processes, South African Water Research Commission, Pretoria, SA.

Günthert, F.W. (1984): Ein Beitrag zur Bemessung von Schlammräumung und Eindickzone in horizontal durchströmten runden Nachklärbecken von Belebungsanlagen. Diss. TU München und Bd. 49 der Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen der TU München.

Gujer, W. (1986): Denitrifikation im Nachklärbecken. VSA-Verbandsbericht Nr. 311, 11p.

Hibbeln, K. (1982): Stand und Entwicklung der japanischen Abwassertechnik. GWA (Aachen), Bd. 56.

Hörler, A. (1969): Entwurf von Absetzbecken. In: Wiener Mitteilungen - Wasser*Abwasser*Gewässer, Bd. 4, Abschnitt H.

Jedele, K. (1988): Nachklärsysteme. ATV-Fortbildungskurs F2, Fulda, (2.-4.11.1988), Abschnitt 10.

Kalbskopf, K.-H., und D. Londong (1970): Entwicklungstendenzen bei Kläranlagen nach dem Belebungsverfahren für kleine Gemeinden. KA, 111, (455-459).

Kalbskopf, K.-H., (1973): Über die Zusammenhänge zwischen Belebungs- und Nachklärbecken. Berichte aus dem Institut für Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München, Bd. 6, (43-65).

Kleffner, I. (1972): Two-storeyed Final Sedimentation Tanks. Water Research, 6, (433-435).

Kynch, G.J. (1952): A Theory of Sedimentation. Trans., Faraday Society, 48, p.166f.

Merkel, W. (1971): Untersuchungen über das Verhalten des belebten Schlammes im System Belebungsbecken-Nachklärbekken. Diss. RWHH Aachen und Bd.5, GWA (Aachen).

Pflanz, P. (1966): Über das Absetzen des belebten Schlammes in horizontal durchströmten Nachklärbecken. Diss. TH Hannover und Bd. 25 der Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover.

Schlegel, S. (1989): Modifikation des Nachklärbeckens zur Reduzierung des Feststoffabtriebes. ATV-Seminar "Verminderung von Feststoffen im Kläranlagenablauf", 12./13.1.1989, Essen.

Seyfried, C.F. (1989): Erfahrungen mit zweistufigen Nachklärungen. ATV-Seminar "Verminderung von Feststoffen im Kläranlagenablauf", 12./13.1.1989, Essen.

Sickert, E. (1977): Experiments with Deep Secondary Sedimentation Tanks in Hamburg. Prog.Wat.Tech., 8, Nr.6, (509-514).

Stalzer, W. und W.v.d.Emde (1972): Division of Wastewater Flow. Water Research, 6, (371-373).

Weidner, J. (1967): Zufluß, Durchfluß und Absetzwirkung zweckmässig gestalteter Rechteckbecken. Diss. Uni Stuttgart und Bd. 30 der Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft.

White, M.J.D. (1977): Experience of the Use of a Simple Parameter to predict the Maximum Solids Loading on Sedimentation Tanks in Large Activated Sludge Plants. Prog.Wat. Tech., 8, Nr.6, (515-519).

Yoshioka, N., et al.: Continuous Thickening of Homogenous Flocculated Suspensions. Chem.Eng., Tokyo, 21, p.66f.

Hellmut Fleckseder, Univ.-Doz., Dipl.-Ing. Dr.techn., M.S.
TU Wien, Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau
Karlsplatz 13, 1040 W I E N

ÖWWV-FORTBILDUNGSKURS AUF DEM GEBIET DER ABWASSERTECHNIK: "BIOLOGISCHE ABWASSERREINIGUNG"
27.02.89 BIS 01.03.89, TU WIEN

MÖGLICHKEITEN DER FILTRATION BEI DER WEITERGEHENDEN ABWASSERREINIGUNG

A. Strohmeier

1.0 EINLEITUNG

Die gesetzlichen Vorgaben an die Ablaufqualität von Abwasserreinigungsanlagen erfordern derzeit erhöhte verfahrenstechnische Maßnahmen zur weitergehenden Abwasserreinigung. Eine der vielfältigen Möglichkeiten zur Optimierung der weitergehenden Abwasserreinigung bietet sich durch die Nachschaltung einer Filtration hinter einer biologischen Behandlungsstufe an.

Die Filtration kann je nach Aufbau und Anordnung eine oder sogar mehrere Aufgaben zugleich übernehmen. Diese können im einzelnen wie folgt aussehen:

* Elimination von Suspensastoffen aus dem im Nachklärbeckenablauf noch vorhandenen partikulären Belebtschlammflocken oder P-Kristallen, dies bedeutet zugleich SS-, BSB_5, CSB-Reduktion,

* Elimination von gelöstem Phosphor durch vorherige Zugabe von Fällungschemikalien, dies bedeutet P-, SS-, BSB_5, CSB-Reduktion und-/oder

* biologisch oxidative Prozesse durch sessile Biomasse auf dem Filterkorn, d.h. BSB_5- bzw. CSB-Reduktion und Nitrifikation.

Die mittlerweile in der Praxis gesammelten großtechnischen Betriebserfahrungen der Abwasserfiltration in den unterschiedlich eingesetzten Einsatzbereichen ermöglichen heute eine recht zuverlässige Abschätzung des Leistungsvermögens und der Anwendungsmöglichkeiten dieser Verfahrenssystematik. Trotz dieser positiven Erfahrungen sind heute noch viele Fragen offen und unbeantwortet. Aus diesem Grunde werden in Zukunft mit Sicherheit noch weitere Forschungs- und Optimierungsaktivitäten notwendig sein.

2.0 GRUNDLAGEN ZUR ABWASSERFILTRATION

Bei der Ermittlung eines geeigneten Abwasserfiltrationssystems sind in jedem konkreten Anwendungsfalle die abwasserspezifischen und filtrationsspezifischen Grundlagen zu berücksichtigen.

2.1 Abwasserspezifische Ausgangssituation

Im Gegensatz zur Trinkwasserfiltration sind bei der Abwasserfiltration erhebliche Schwankungen im Volumenstrom und im Verschmutzungsgrad zu berücksichtigen.

Der Verschmutzungsgrad des im Ablauf der Nachklärung vorhandenen Abwassers beeinflußt die Eliminationswirkung des nachgeschalteten Filters. Bedingt durch die Tatsache, daß die Filtration primär die abfiltrierbaren Stoffe zurückhält, ergibt sich zwangsläufig auch eine BSB_5 und CSB sowie P-Elimination. Der durch den Suspensaabtrieb in der Nachklärung verursachende P bzw. CSB-Gehalt ist abhängig vom biologischen Vorabbaugrad.

Die in Abbildung 1 dargestellte Kurvenschar ermöglicht in Abhängigkeit der in der Nachklärung vorgefundenen Feststoffkonzentration einen

Rückschluß auf den korrespondierenden CSB bzw. P-Gehalt unter Berücksichtigung der oTS-Werte und der Anteile des Phosphorgehalts in der Trockensubstanz.

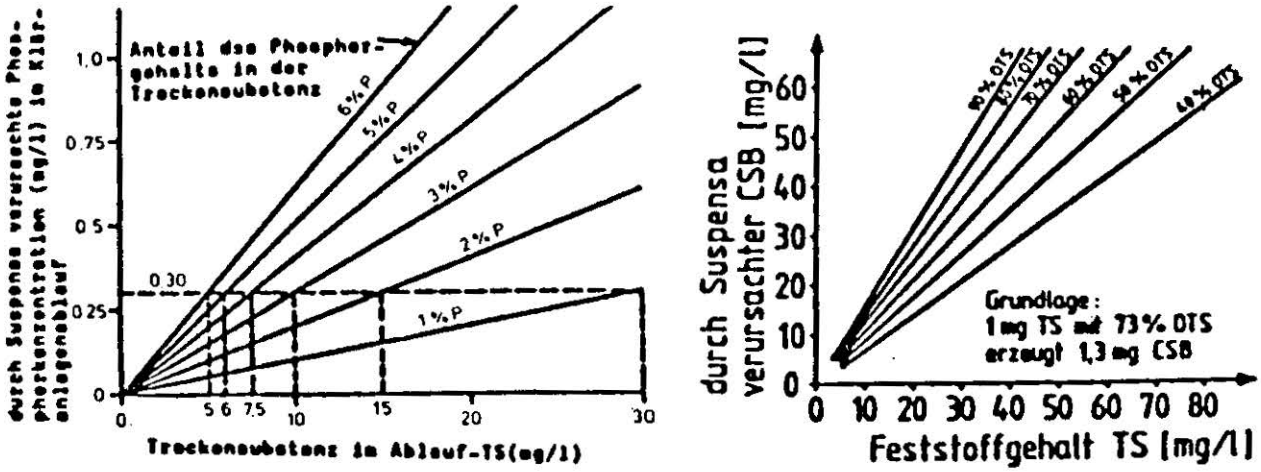


Abbildung 1: Einfluß von Feststoffen im Kläranlagenablauf auf die Parameter CSB und Phosphor (SEKOULOV und ADDICKS, 1989)

Anhand dieser Graphik kann bei entsprechender Kenntnis der Feststoffbeschaffenheit das Leistungsvermögen der nachgeschalteten Filtration unter dem Gesichtspunkt der mechanisch-physikalischen Entnahmewirkung der Schwebstoffe auch für die Parameter CSB und P beurteilt werden.

Der Anteil der organisch und anorganisch gelösten Stoffe im Ablauf der Nachklärung hat insbesondere Bedeutung für die biologische Filtration und die Flockungsfiltration.

2.2 Filtrationsspezifische Prozeßvorgänge

Bei der Filtration werden die suspendierten und kolloidalen Partikel, die sich in einer Flüssigkeit befinden, beim Durchdringen eines porösen Mediums aus dieser Flüssigkeit abgeschieden und auf der Oberfläche

oder im Porenraum dieses Mediums festgehalten. Je nach Anlagerungsart, also entweder an der Oberfläche oder im Porenraum ergeben sich zwei unterschiedliche Filtrationsarten, die Flächenfiltration und die Raumfiltration.

Die Raumfiltration beruht auf der Wirkung zweier getrennter Schritte, dem Stofftransport und der Stoffanlagerung im Filterbett. Nach der Anlagerung der Stoffe lösen am Filtermaterial festsitzende Mikroorganismen mehr oder weniger starke biologische Vorgänge aus, die als Stoffwechselprozesse bezeichnet werden. (BOLLER, 1988) Der Transport und die Anlagerung der abfiltrierbaren Stoffe kann durch Zugabe von Chemikalien entscheidend verändert werden. Der Stoffwechselprozeß und damit die Oxidationsleistung der sessilen Mikroorganismen auf dem Filterkorn kann nur durch eine zusätzliche Sauerstoffversorgung entscheidend beeinflußt werden.

Die Flächenfiltration ermöglicht dagegen den Rückhalt von kleinen und großen Partikeln über eine dünne Filterschicht aus Kies oder Sand, Siebe oder Tuchfilter. Dieser Filtrationsvorgang ist vergleichbar einem Durchsieben durch die Poren des Filtermediums. Im Laufe der Zeit verengen sich diese Poren durch abgelagerte Partikel, die sich wie ein "Kuchen" auf dem Filter absetzen. Dieser Kuchen bewirkt dann die weitere Filtration.

3.0 VERFAHREN DER ABWASSERFILTRATION IN DER WEITERGEHENDEN ABWASSERREINIGUNG

Das heute große Angebot verschiedener Filterarten mit den unterschiedlichen Zielsetzungen vom konventionellen Raumfilter bis zum Flächenfilter zeigt die Abwasserfiltration als ein Verfahren mit einer Vielzahl möglicher Abtrennungsmechanismen, biologischer Prozesse und Pro-

zeßvariabeln, die in ihrer Gesamtheit sehr schwer über theoretische Überlegungen und deren mathematische Modellierung zu erfassen sind. Der Entwurf von Filteranlagen basiert aus diesem Grunde noch immer vorwiegend auf empirischen Untersuchungen und Erfahrungen im Pilot- und Großmaßstab. (BOLLER, 1988)

Im Rahmen der hier erörterten Thematik werden im folgenen die verschiedenen in der Praxis erprobten Verfahren der Abwasserfiltration mit den unterschiedlichen Eliminationswirkungen hinsichtlich der Prozeßführung, der Leistungsfähigkeit der Betriebsdaten und der Bemessungserfahrungen vorgestellt.

3.1 Filtrationsverfahren zur Schwebstoffentnahme

In der weitergehenden Abwasserreinigung werden mit der primären Zielsetzung der Elimination von Suspensastoffen zur Verbesserung der Ablaufqualität folgende Filtrationssysteme vorwiegend eingesetzt:

* Raumfilter als Überstaufilter und
* Oberflächenfilter

3.1.1 Raumfilter als Überstaufilter

Raumfilter sind im Gegensatz zu den Oberflächenfiltern in der Lage auch sehr kleine Partikelfraktionen von deutlich < ≈ 10 µm durch die ausgeprägte Raum- und Tiefenwirkung des Filters aus dem Abwasser zu entfernen. Zu den bereits genannten physikalisch-chemischen Faktoren kommt bei der Raumfiltration noch eine gewisse mikrobielle Wirkung durch die im Füllkörper zurückgehaltenen organischen Suspensa (Belebtschlammflocken) hinzu, die eine Verbessserung der Filterleistung mit sich bringen können.

In der Abbildung 2 sind die 2 in der Praxis vorzufindenden klassischen Raumfilterarten gegenübergestellt.

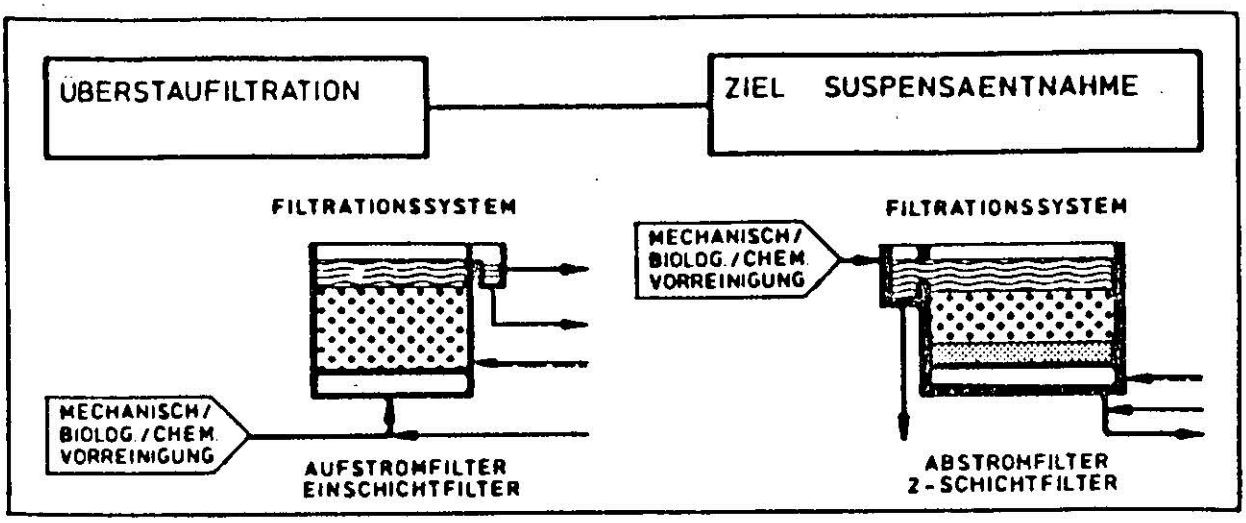


Abbildung 2: Raumfiltrationssysteme zur Schwebstoffentnahme

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

Beide Filtrationssysteme sind gut geeignet, den Schwebstoffgehalt von mechanisch-biologisch gereinigtem Abwasser deutlich zu reduzieren. Die großtechnischen Vergleichsuntersuchungen zwischen aufwärts und abwärts durchströmten Filterkammern auf der Kläranlage in Darmsheim zeigten praktisch gleich große Suspensaentnahmeleistungen (SCHAAL, 1983). Der Ablauf der vorgeschalteten schwachbelasteten Belebungsanlage wird hier auf vier gleich große Filtereinheiten verteilt, wovon 3 Filter aufwärts und 1 Filter abwärts durchströmt werden. Mittlere Entnahmeleistungen und korrespondierende Betriebs- und Belastungsdaten der Filteranlage sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

		abwärts durchströmter Zweischichtfilter	aufwärts durchströmter Filter
Darmsheim (Praxisbetrieb)			
Korngröße	in mm	0,9/2,5	1,0/3,0
Gesamtschichttiefe	in cm	120	120
Filtergeschw.i.Mi.	in m/h	3,6	3,6
Zulauf	in mg/l	13,7	13,7
Ablauf	in mg/l	4,5 ± 0,5	4,7 ± 0,5

Tabelle 1: mittlere Entnahmewirkung aufwärts und abwärts durchströmter Filter (MAYER, 1983)

Die vorgestellten Erkenntnisse zur Leistungsfähigkeit der Auf- und Abstromfiltration im direkten Vergleich decken sich allerdings nicht mit den Betriebserfahrungen von OLTHOFF et al. und HANISCH, die Vorteile zugunsten der Aufstromfiltration feststellen konnten.

Die größte deutsche Überstaufiltration für kommunales Abwasser ist seit 1985 in Stuttgart-Mühlhausen in Betrieb. Sie besteht aus 48 Filtereinheiten mit einer Gesamtfilterfläche von 1920 m². Filteraufbau und Leistungsfähigkeit der Filteranlage sind aus Abbildung 3 ersichtlich. Die Gegenüberstellung der BSB_5-, CSB- und Schwebstoff-Zulauf und Ablaufhäufigkeitslinien dokumentieren die Entnahmewirkung der Filteranlage bei einer Belastung von 10,7 m/h. Der durch die Hebung des Abwassers vor Kopf der Filteranlage bewirkte Sauerstoffeintrag von 7 bis 8 mg/l ermöglicht nach den Untersuchungen von HAYDT/PFEIFFER eine Verringerung des gelösten CSB-Anteils und des Ammoniumstickstoffes von je 1,5 mg/l.

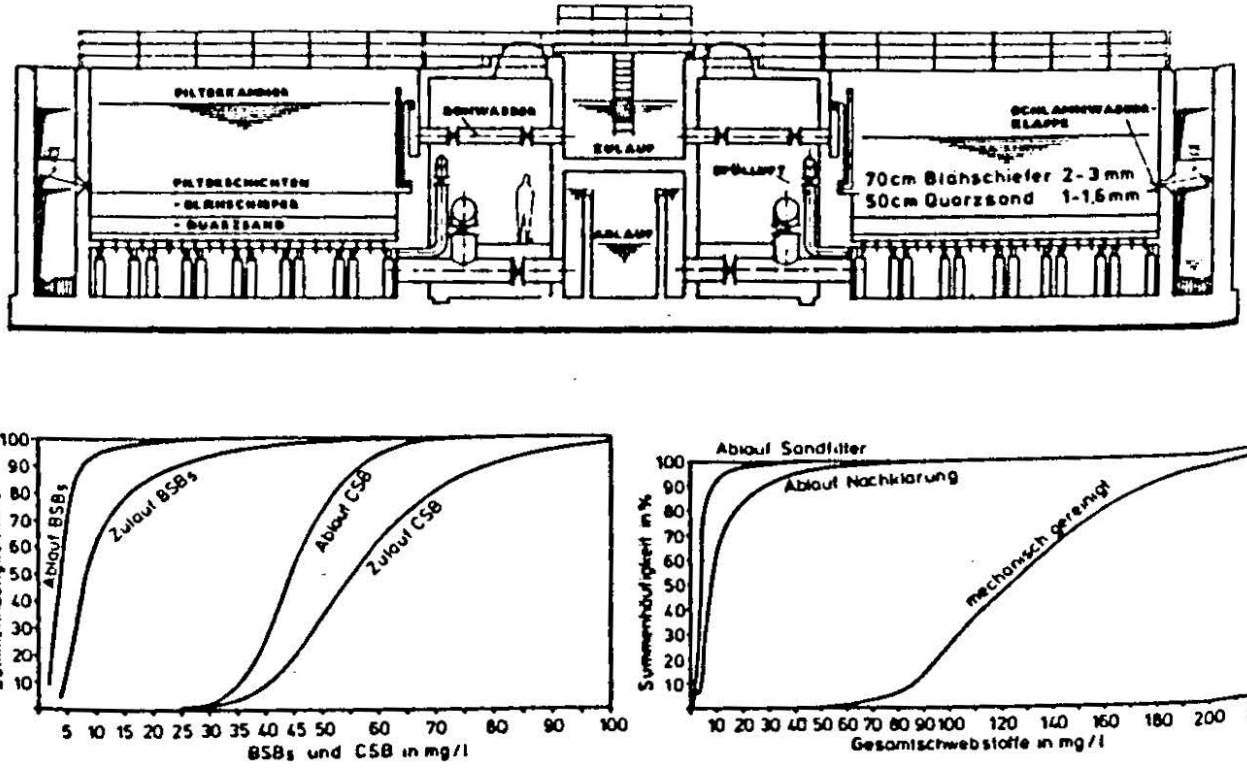


Abbildung 3: Filterquerschnitt und Leistungsfähigkeit der Filteranlage Stuttgart-Mühlhausen (HAYDT/PFEIFFER, 1986)

Sonderform der Raumfiltration

Für kleinere Anschlußgrößen stellt die in Schweden entwickelte Sonderform der Raumfiltration mit kontinuierlicher Sandwäsche eine verfahrenstechnisch interessante Alternative dar.

Gemäß Abbildung 4 strömt das zu filtrierende Abwasser aufwärts durch den Filter. Der Sand bewegt sich kontinuierlich nach unten und wird dann durch das zentrale Steigrohr mittels Druckluft nach oben befördert und dabei gleichzeitig gewaschen. Damit entfällt für dieses System das Spül- und Schlammwasserbecken.

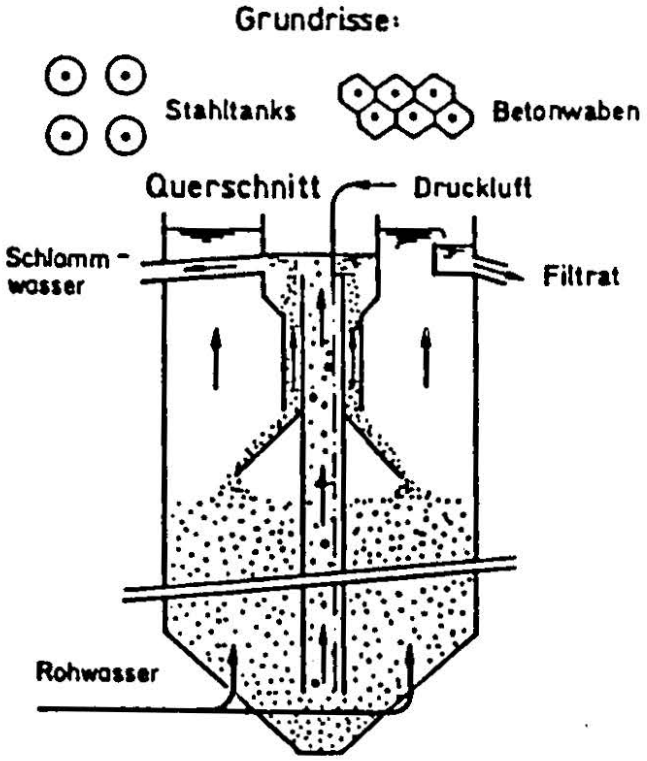


Abbildung 4: Sonderform der Raumfiltration
Aufstromfiltration mit kontinuierlicher Sandwäsche

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

Bei Filtergeschwindigkeiten bei Q_{TW} zwischen 7 und 8 $m^3/m^2 \cdot h$ können mit diesem System wie bei der klassischen Raumfiltration vergleichbare Schwebstoffentnahmeleistungen erreicht werden. Die nachfolgende Tabelle zeigt die Betriebsdaten einiger in der Schweiz gebauter Anlagen. Die mittleren Schwebstoffablaufkonzentrationen liegen bei ≤ 5 mg/l.

A R A		Mönchaltorf	Hauer	Meilen
Trockenwetteranfall (Q_T)	l/s	35	40	250
Regenwetteranfall	l/s	70	80	500
Filtergeschwindigkeit (Q_T)	m/h	7,0	8,0	7,5
Anzahl Einheiten	-	2 x 3	6	4 x 6
Filterfläche total	m^2	18	18	120
Stärke des Mediums	m	1,0	1,0	1,0
Bauart	-	Beton (Waben-konstruktion)	Stahlbe-hälter	Beton (Waben)

Tabelle 2: Betriebsdaten gebauter Aufstrom-Filteranlagen mit kontinuierlicher Sandwäsche (JOST, 1988)

Bemessung

In der nachfolgenden Tabelle 3 sind die Bemessungs- und Betriebskriterien der verschiedenen Raumfiltrationssysteme gegenübergestellt:

Kriterien	abwärts durchströmter Filter	
	einschichtig	zweischichtig
Betriebsweise	Überstau	Überstau
Schichthöhe	80 - 120 cm	bis 200 cm
Körnung	d = 1,0 - 1,6 mm	d = 0,7 - 2,5 mm
Filtergeschwindigkeit	≤ 10 m/h	≤ 20 m/h
Filterlaufzeit	kurz: 1 d	mittel: 2 d
Spülwasserverbrauch	mittel: 5 %	gering: 5 %
Filterboden	einfach: Düsen	einfach: Düsen
Suspensaentnahme	< 90 %	< 90 %
spez. Beladung	≤ 5 kg/m²	≤ 7 kg/m²
Tiefschichtwirkung	mittel	gut
Durchbruchsempfindlichkeit	gering/hoch	gering
Wartung für die Reinigung	hoch	hoch

Kriterien	aufwärts durchströmter Filter
Betriebsweise	Überstau
Schichthöhe	100 - 200 cm
Körnung	d = 1 - 3 mm
Filtergeschwindigkeit	≤ 15 m/h
Filterlaufzeit	lang: 5 d
Spülwasserverbrauch	höher: ≤ 10 %
Filterboden	problematisch
Suspensaentnahme	< 90 %
spez. Beladung	≤ 10 kg/m²
Tiefschichtwirkung	sehr gut
Durchbruchsempfindlichkeit	hoch
Wartung für die Reinigung	gering

Tabelle 3: Bemessungs- und Betriebsparameter der Raumfiltration zur Schwebstoffentnahme (MAYER, 1983)

3.1.2 Oberflächenfilter

Einfache Sandfilter mit geringer Filterbetthöhe von 0,30 bis 0,40 m und Tuchfilter können aus dem Abwasser vorwiegend Partikelfraktionen in der Größenordnung von > 10 µm entfernen.

Die Abbildung 5 zeigt einige praktische Ausführungsbeispiele zur Oberflächenfiltration.

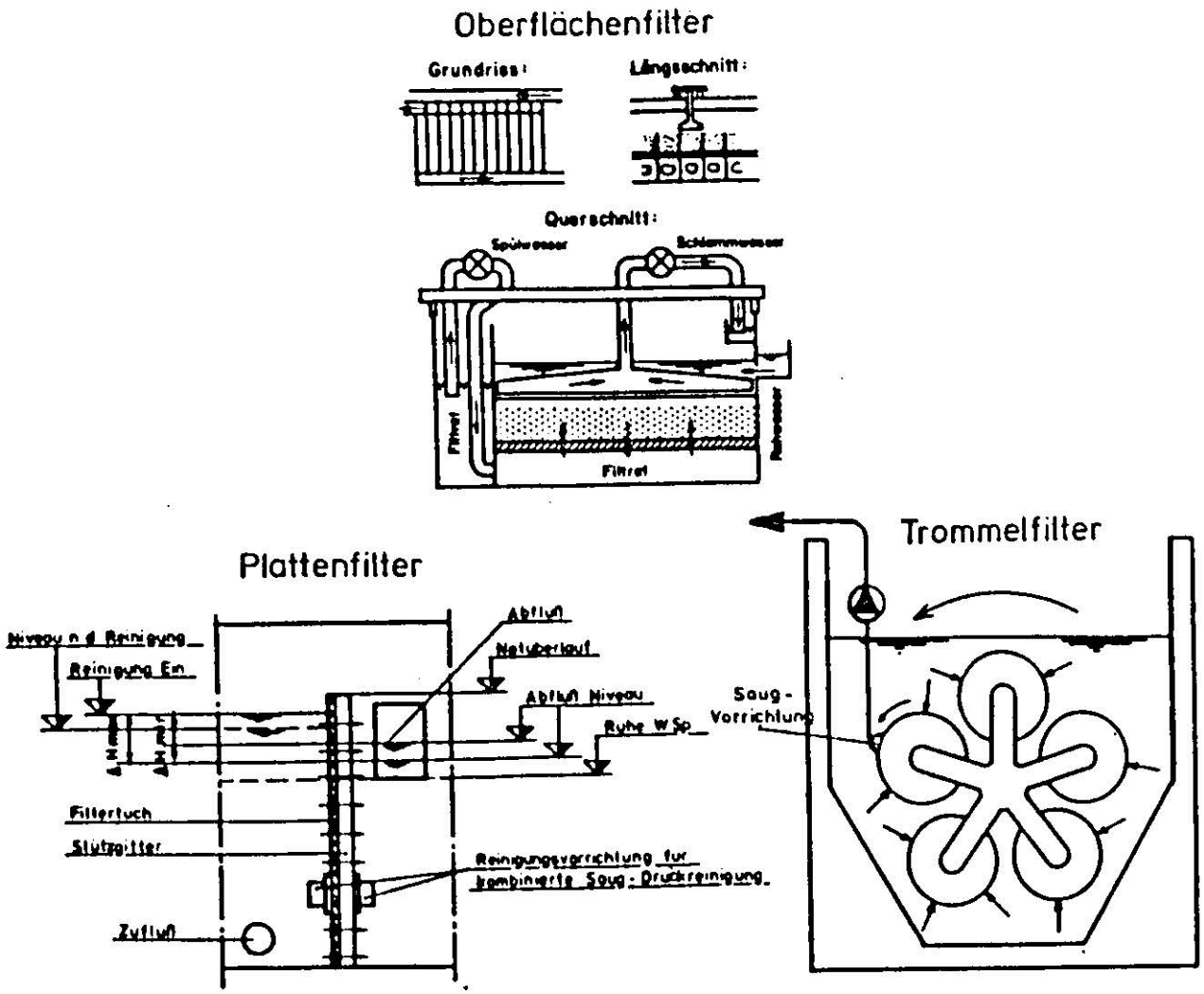


Abbildung 5: Oberflächenfiltrationssysteme zur Schwebstoffentnahme

Klassische Oberflächenfiltration

Bei der konventionellen Oberflächenfiltration werden die Schwebstoffe primär an der Schichtoberfläche zurückgehalten. Die Filtereinheiten sind durch vertikale Trennwände in schmale Zellen unterteilt. Die Rückspülung erfolgt zellenweise, indem Druckwasser in den Filterraum gegeben und im Überstauraum mit einer Art Staubsaugerhaube in Zellengröße als Schlammwasser wieder abgesaugt wird. Ein gesondertes Spül- und Schlammwasserbecken ist bei diesem Filtersystem ebenfalls entbehrlich.

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

Die praktischen Betriebserfahrungen gemäß Tabelle 4 zeigen, daß die Beaufschlagungsraten bei Trockenwetter bei etwa 5 $m^3/m^2 \cdot h$ liegen. Nach Untersuchungen von JOST ergeben sich jedoch bei höheren Belastungen gewisse betriebliche und leistungsmäßige Beeinträchtigungen. Für den Trockenwetterfall können die festgesetzten Ablaufforderungen von ≤ 0,2 mg P/l eingehalten werden.

A R A		Esslingen	Gossau	Pfäffikon	Büretswil
Trockenwetteranfall (Q_T)	l/s	122	63	80	40
Regenwetteranfall	l/s	244	126	150	80
Filtergeschwindigkeit (Q_T)	m/h	4,7	4,8	5,0	4,95
Anzahl Einheiten	-	2	2	2	2
Filterfläche total	m^2	93	46,8	56,8	29
Stärke des Mediums	m	0,30	0,30	0,30	0,30
Filterlaufzeit	h	< 24	< 24	< 24	< 24
Filterkörnung	mm	< 1	< 1	< 1	< 1
Filterspülung		in der Regel mit Wasser			

Tabelle 4: Betriebs- und Belastungsdaten konventioneller Oberflächenfilter (JOST, 1988)

Bemessung

Vor dem Hintergrund der vorliegenden praktischen Erfahrungen lassen sich die in Tabelle 5 angegebenen Belastungsempfehlungen ableiten:

Kriterien	abwärts durchströmter Filter
	einschichtig
Betriebsweise	Überstau
Schichthöhe	0,30 - 0,40 m
Körnung	< 1 mm
Filtergeschwindigkeit	≤ 5 m/h
Filterlaufzeit	kurz: < 1 d
Spülwasserverbrauch	mittel: 5 %
Filterboden	einfach
Suspensaentnahme	< 80 %
spez. Beladung	≤ 2,5 kg/m²
Tiefschichtwirkung	gering
Durchbruchsempfindlichkeit	hoch
Wartung für die Reinigung	hoch

Tabelle 5: Bemessungs- und Betriebsparameter der Oberflächenfiltration zur Schwebstoffentnahme

Tuchfiltersysteme

Die Tuchfiltersysteme werden gemäß Abbildung 5 als Trommelfilter oder als Plattenfilter ausgebildet. Die Feststoffe werden bis zu einem bestimmten, relativ geringen Druckverlust auf dem Gewebe fixiert. Bei Erreichen einer bestimmten Druckdifferenz erfolgt die Spülung des Filtertuches durch eine Absaugvorrichtung in umgekehrter Fließrichtung oder eine kombinierte Saug-/Druckreinigung. Bei den Filtertrommeln rotieren eine oder mehrere Trommeln nacheinander an der Saugrichtung vorbei, während bei den Filterplatten mobile Sauger am Filtertuch auf- und abziehen.

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

Beide Tuchfilterarten wurden zuerst in der Schweiz entwickelt und gebaut. Demzufolge sind die meisten Filtereinheiten in der Schweiz zu finden (über 500). Umfangreiche Untersuchungen über die Wirkungsweise und die Eliminiationsleistung wurden von der EAWAG vorgenommen. In Bild 6 wird von BOLLER ein Vergleich des Partikel-Rückhalts in Abhängigkeit von der Partikelgröße zwischen einem Raumfilter und einem Tuchfilter dargestellt.

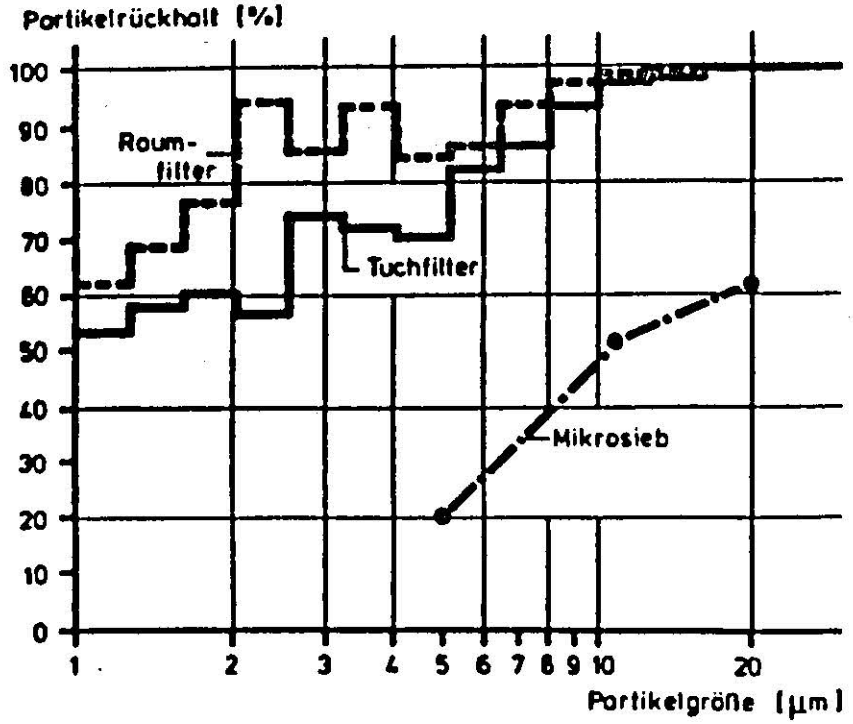


Abbildung 6: Partikel-Rückhalt in Abhängigkeit von der Partikel-Größe bei einem Raumfilter, einem Tuchfilter und einem Mikrosieb (BOLLER, 1985, SEYFRIED, 1985)

Es zeigt sich, daß ein Raumfilter nur im Partikelgrößenbereich von unter 10 µm deutlich bessere Eliminationsleistungen als ein Tuchfilter erzielt.

Die bisherigen Betriebserfahrungen in der Schweiz haben gezeigt, daß in einigen Fällen die Bemessungsgeschwindigkeiten zu optimistisch angesetzt wurden.

Für die Stadt Kiel ist in der Bundesrepublik Deutschland Ende 1988 die zur Zeit größte Tuchfilteranlage fertiggestellt worden. Die Filteranlage wurde wie folgt bemessen:

Ausbaugröße	525.000 EW
tägliche Abwassermenge	65.000 m^3/d
stündliche Abwassermenge (TW)	5.000 m^3/h
stündliche Abwassermenge (RW)	8.000 m^3/h
Filterkammer Anzahl	8 Stück
Filterfläche pro Kammer	90 m^2
Gesamtfilterfläche	720 m^2
Filtergeschwindigkeit (TW)	6,9 $m^3/m^2 \cdot h$
Filtergeschwindigkeit (RW)	11,1 $m^3/m^2 \cdot h$
Kosten pro m^2 Filterfläche	15.000 DM/m^2

Bemessung

SEYFRIED, 1986 gibt zur Bemessung von Tuchfilteranlagen aus den bisherigen Erfahrungen die folgenden Empfehlungen:

* Filtergeschwindigkeit: V_F = 2 - 6 m/h hinter Belebungsanlagen
  V_F = 9 - 12 m/h hinter Tauchtropfkörperanlagen

* Betrieb: Spülwasserverbrauch: ca. 5 - 10 % vom Zulauf. Etwa einmal pro Jahr muß das Filtertuch erneuert werden (Arbeitszeit ca. 4 - 6 h pro Filter)

3.2 Biologische Filtrationssysteme

Das wesentliche Merkmal der biologischen Filtration ist neben einer weitgehenden Reduzierung der Schwebstoffe die Verringerung der in der kolloidal und der echt gelösten Phase befindlichen CSB, BSB_5 und NH_4-N-Verbindungen durch mikrobielle Reaktionsprozesse. Zur Sicherstellung dieser Zielsetzungen im Filtrationsprozeß ist eine Sauerstoffversorgung im Filterbett erforderlich. Hierzu bieten sich folgende verfahrenstechnische Lösungen an:

* Vorbelüftung bzw. Vorbegasung des Filterzulaufs mit einer eventuellen Rückführung des Filtrats zur Steigerung der Sauerstoffeintragskapazität,

* Trockenfiltration, bei der das Abwasser über das Filterbett verrieselt wird und über einen zusätzlich erzeugten Luftstrom mit Sauerstoff versorgt wird,

* Aufwärtsfiltration mit Wasser und Luft im Gleichstrom zur Restnitrifikation.

3.2.1 Überstaufiltration mit Vorbelüftung

Bei der Überstaufiltration mit Vorbelüftung wird der Filtration gemäß Abbildung 7 ein Belüftungsbecken vorgeschaltet. Durch feinblasige Druckbelüftung wird das nachgeklärte Abwasser mit Sauerstoff angereichert, ehe es dem Filter zufließt. Die dadurch erreichte Sauerstoffkonzentration beträgt etwa 8 - 10 mg O_2/l je nach vorhandener Abwassertemperatur. Die Verfahrensweise im Rücklauf ermöglicht höhere Sauerstoffeintragsleistungen pro m^3 Abwasser. Damit läßt sich auch eine bessere Sauerstoffversorgung im Filterbett erreichen, wodurch allerdings die tatsächliche Filtergeschwindigkeit erhöht wird.

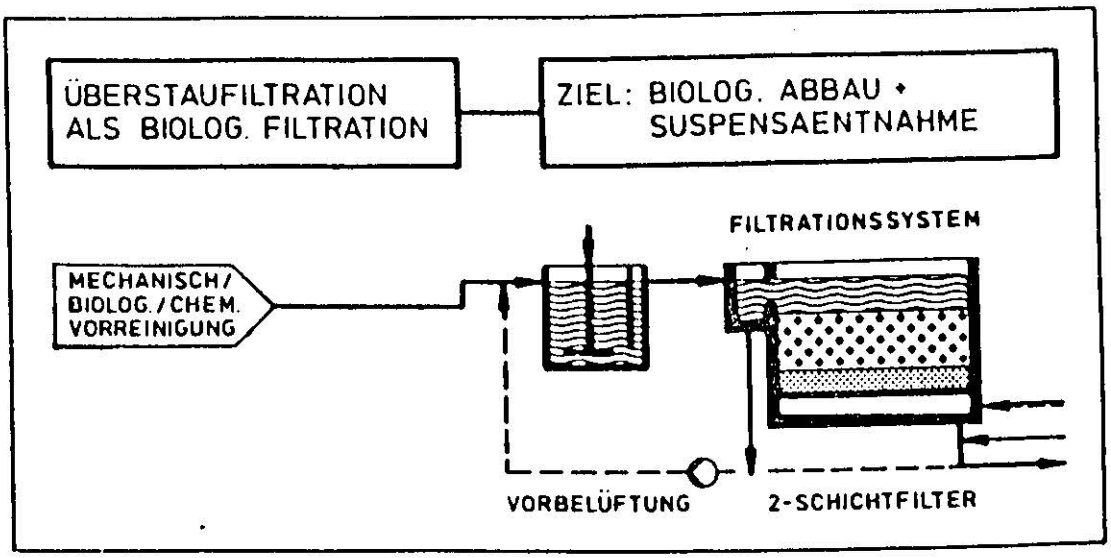
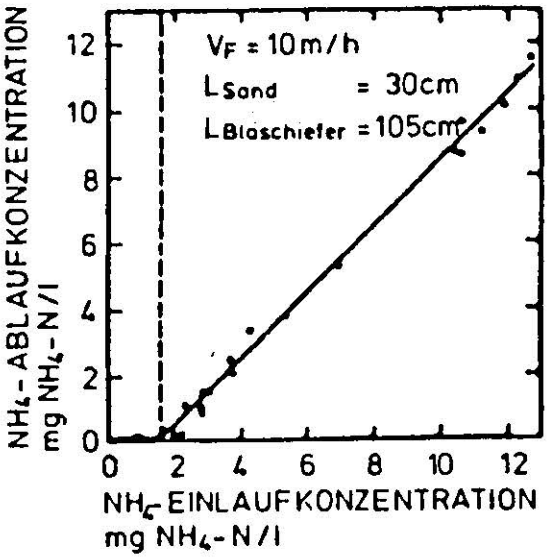


Abbildung 7: Verfahrenssystem - biologische Filtration mit Vorbelüftung

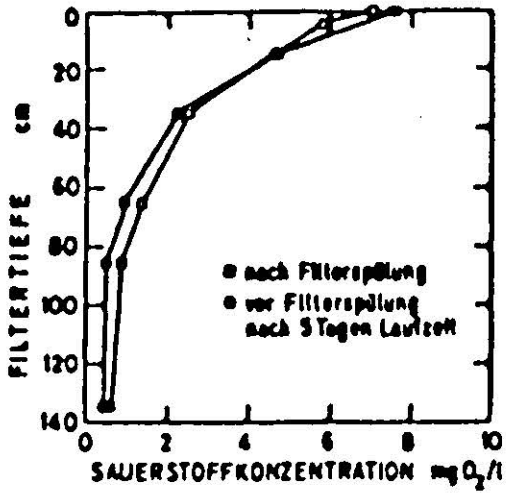
Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

Diese Verfahrenskonzeptionen werden großtechnisch bereits in Frankreich und der Bundesrepublik betrieben. In der Bundesrepublik wird eine derartige Biofiltration auf der Abwasserreinigungsanlage der Stadt Würselen-Euchen betrieben. Die von BÖHNKE et al. durchgeführten großtechnischen Untersuchungen auf der Filteranlage in Würselen-Euchen haben gezeigt, daß eine einmalige Vorbelüftung nicht ausreicht, über die gesamte Filterbettiefe ein aerobes Milieu zu schaffen. Vielmehr stellt sich ein Sauerstoffverlauf ein, der ein im oberen Filterbereich raschen Sauerstoffverbrauch zeigt. Der untere Filterbereich ist fast sauerstoffrei. Parallel dazu aufgenommene CSB-Konzentrationsprofile zeigten, daß ähnlich wie der Sauerstoff die Konzentration abnahm. Dies muß als Hinweis für eine biologische Wirksamkeit im Filter bewertet werden. Eine nennenswerte Ammoniumoxidation konnte in diesem Falle nicht stattfinden, da die NH_4-N-Zulaufkonzentration nahe Null war.

Die Untersuchungen von BOLLER/GUJER, 1985 bestätigen die biologische Wirksamkeit des Raumfilters bei Zuführung von sauerstoffreichem Abwasserzulauf. In diesem Fall wurde der Raumfilter mit dem sauerstoffreichen Ablauf eines Tropfkörpers beschickt. Die in Abbildung 8 zusammengestellten Ergebnisse zeigen, daß in den ersten 0,60 bis 0,80 m des Filterbettes der Sauerstoff durch Oxidationsprozesse und damit mikrobielle Reaktionsprozesse zu beobachten sind. Die Ammoniumabnahme lag bei diesen Untersuchungen bei etwa 1,7 mg/l bei einer Sauerstoffzulaufkonzentration von 7 - 8 mg/l.



Filtermaterial	Korngröße mm	Schichthöhe cm
Blähschiefer	2 - 4	105
Quarzsand	0,8 - 1,2	30



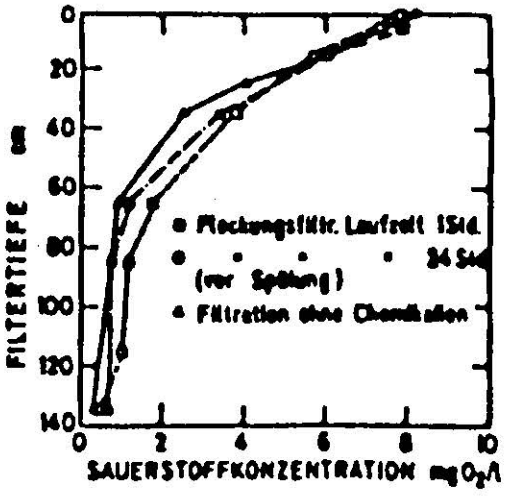


Abbildung 8: Versuchsergebnisse zur Nitrifikation im nachgeschalteten Tropfkörper kombiniert mit der Raumfiltration (BOLLER/GUJER, 1985)

Bemessung

Unter Berücksichtigung der gemachten praktischen Betriebserfahrungen können für diese Art der biologisch intensivierten Filtration abweichend der Tabelle 3 folgende Bemessungsänderungen festgestellt werden:

* Verlängerung der Filterlaufzeit um 50 bis 100 %,

* Verwendung von porösen Filtermaterialien wie z.B. Blähton,

* Berücksichtigung der zusätzlichen Abwassermengen im Falle eines Rücklaufs bei der Bemessung der maximalen Filterbeaufschlagung,

* Elimination an gelöstem CSB durch mikrobielle Oxidationsprozesse in Abhängigkeit des biologischen Vorabbaus und

* Oxidation an Ammonium ≤ 2 mg NH_4-N/l.

3.2.2 Trockenfiltration

Die Bezeichnung Trockenfiltration deutet bereits darauf hin, daß das Filterbett frei oder trocken laufen kann. Beim Trockenfilter rieselt das zu behandelnde Abwasser gemäß Abbildung 9 durch ein Filterbett ähnlich wie beim Tropfkörper mit dem Vorteil, neben den biologischen Abbauprozessen auch Filtrationseffekte zu erzielen. Die Sauerstoffversorgung erfolgt bei der offenen Trockenfiltration über einen Luftgleichstrom. Während zu Beginn eines Filterlaufes wegen der geringen Fließwiderstände im Filterbett auf eine künstliche Luftzufuhr verzichtet werden kann, ist spätestens bei einer Pfützenbildung auf der Filteroberfläche ein Saugebläse einzuschalten. (DOHMANN, 1988)

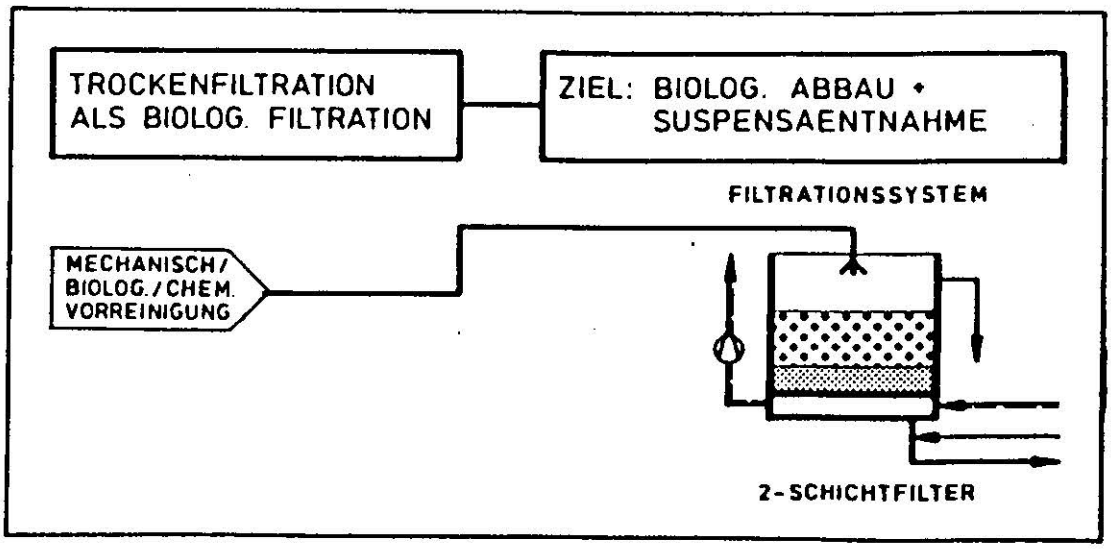
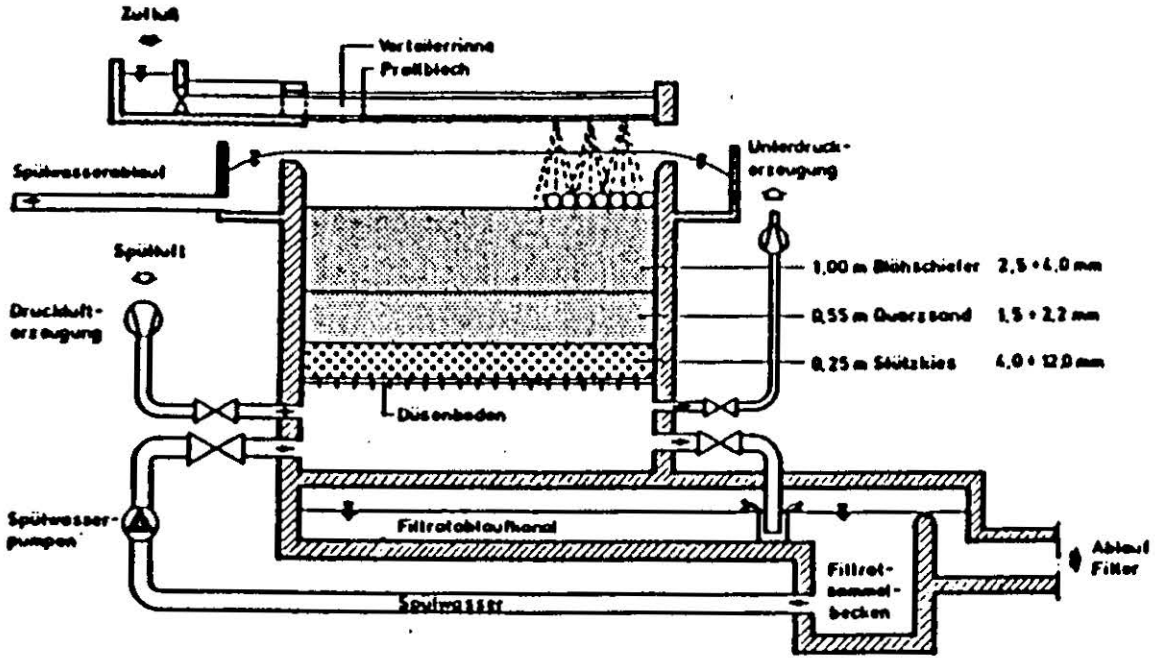


Abbildung 9: Verfahrenssystem - biologische Filtration als Trockenfilter

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

Die größte Trockenfilteranlage wurde auf der Kläranlage der Stadt Mannheim als 2. biologische Stufe im Sommer 1986 in Betrieb genommen. Die Filteranlage wird mit dem Ablauf einer relativ hoch belasteten Belebung von einer Raumbelastung von etwa 4,4 kg $BSB_5/m^3 \cdot d$ respektive einer Schlammbelastung um 1 kg $BSB_5/kg\ TS \cdot d$ beschickt. Die tägliche Trockenwettermenge liegt bei etwa 130.000 m^3/d, die maximale stündliche Trockenwettermenge beträgt 14.000 m^3/h. Die Abwassermenge wird auf 32 Einzelfilter mit einer gesamten Filterfläche von 2784 m^2 verteilt. Der Filteraufbau ist in der Abbildung 10 schematisch aufgezeigt. Die Filtergeschwindigkeit liegt bei der Trockenwetterspitze bei etwa 5 $m^3/m^2 \cdot h$.

Die Leistungsfähigkeit der Trockenfilteranlage bezüglich der CSB-Zulauf- und Ablaufkonzentrationen über einen gesamten Monat illustriert die Abbildung 11. Demnach werden durch biologische Abbauprozesse im Trockenfilter im Mittel 20,5 % an CSB eliminiert. Die Elimination des $CSB_{ges.}$ beträgt dagegen im arithmetischen Monatsmittel 33,5 %.



Fläche: 32 Filter mit je L × B = 17,4 m × 5,0 m = 87,0 m²
Volumen: 1,80 × 2784 = 5011 m³

Abbildung 10: Trockenfilter Mannheim, (MÖSSIG, 1988)

Aus der Gegenüberstellung der NH_4-N Zu- und Ablaufkonzentrationen wird deutlich, daß im Filter das Ammonium zu etwa 56 % durch Nitrifikationsprozesse vermindert werden kann. Nach diesen Untersuchungen lassen sich in der 12-h-Mischprobe NH_4-N-Konzentrationen von ≤ 20 mg/l ohne weiteres oxidieren.

Die vorliegenden Betriebsergebnisse zeigen weiterhin, daß neben einer CSB- und NH_4-N Elimination auch die weitgehende Schwebstoffentnahme sichergestellt werden kann. Im arithmetischen Mittel liegen im Ablauf der Filteranlage die Schwebstoffkonzentrationen bei etwa 5 mg SS/l.

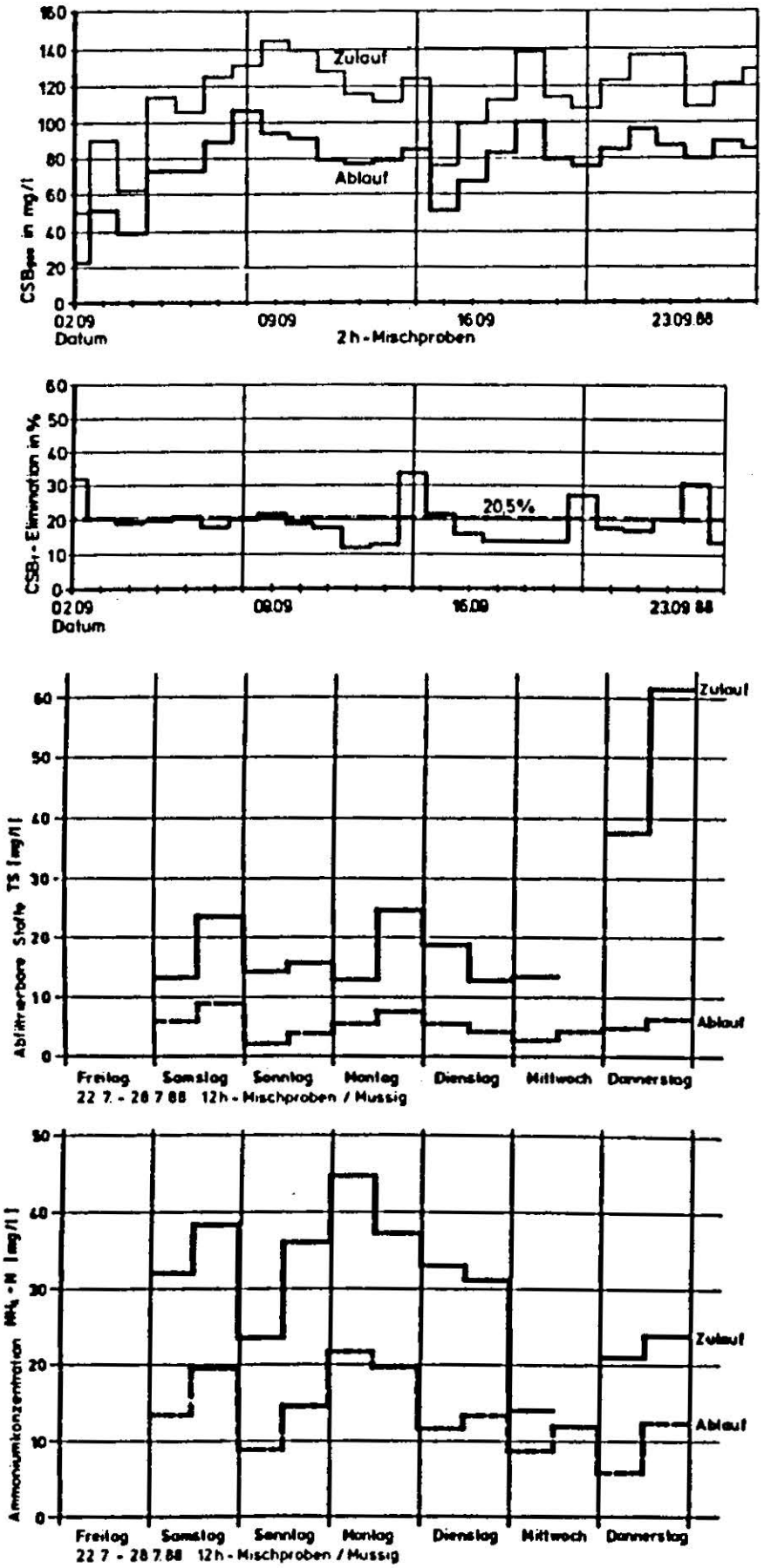


Abbildung 11: Leistungsfähigkeit der Trockenfilteranlage Mannheim

Bemessung

Für die Bemessung der Trockenfiltration können die in Tabelle 6 zusammengestellten Daten und Hinweise zugrunde gelegt werden.

Kriterien	abwärts durchströmter Filter
	zweischichtig
Betriebsweise	kein Oberstau
Schichthöhe	bis 200 cm
Körnung	d = 1,0 - 4,0 mm
Filtergeschwindigkeit	≤ 10 m/h
Filterlaufzeit	mittel: 2 d
Spülwasserverbrauch	mittel: 7 %
Filterboden	einfach: Düsen
Suspensaentnahme	< 90 %
spez. Beladung	≤ 5 kg/m²
Tiefschichtwirkung	gut
Elimination an gelöstem C	möglich: abhängig vom biol. Vorabbau
Nitrifikationswirkung	gut: abhängig von der Sauerstoffzufuhr
Durchbruchsempfindlichkeit	gering
Wartung für die Reinigung	gering

Tabelle 6: Bemessungs- und Betriebsparameter der Trockenfiltration

3.2.3 Aufwärtsfiltration mit Wasser und Luft

Der schematische Aufbau dieser Prozeßführung ist der Abbildung 12 zu entnehmen. Man kann diesen überstauten Filter aufgrund seines Aufbaues und seiner Leistungsfähigkeit zwischen einem Sandfilter und einem Tropfkörper einordnen. Tropfkörper benötigen ein größeres Volumen, um die gleiche Leistung zu erreichen. Sandfilter neigen dagegen wegen ihrer großen Oberfläche bei Besiedelung durch sessile Mikroorganismen an Sauerstoffmangel und zur Verstopfung. Der überstaute Biofilter vereint die Vorteile beider Verfahren. Diese sind im einzelnen:

* Suspensaelimination

* Phosphorelimination durch Fällmittelzugabe vor dem Filter wie bei der Flockungsfiltration

* Restnitrifikation

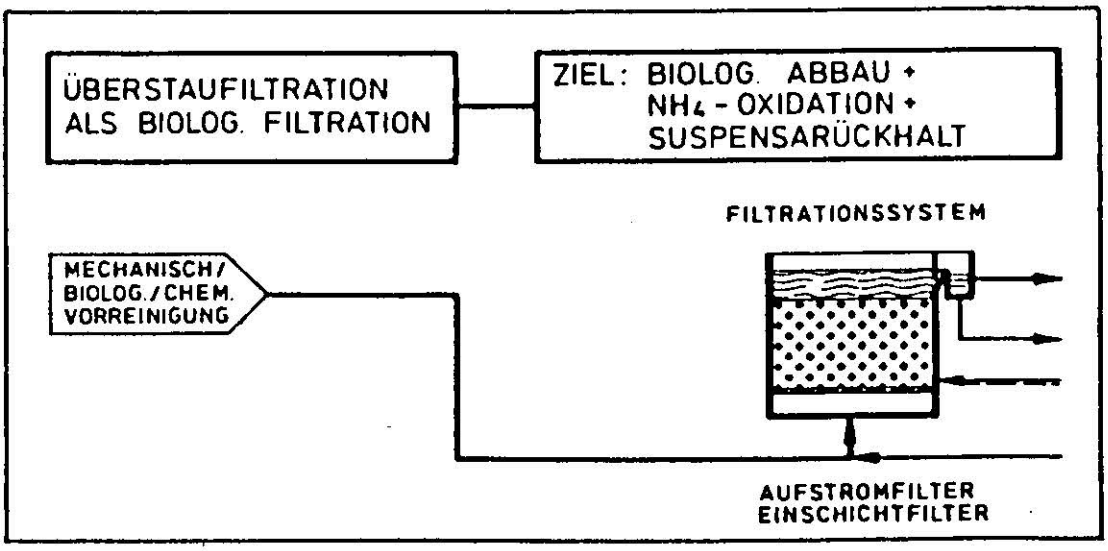


Abbildung 12: Verfahrenssystem - biologische Aufstromfiltration mit Wasser und Luft im Gleichstrom

Die für die Restoxidation des Kohlenstoffes und die Nitrifikation erforderliche Sauerstoffzufuhr erfolgt oberhalb des Düsenbodens über einen sogenannten Prozeßluftverteiler. Auf diese Weise kann eine über den gesamten Filterquerschnitt gleichmäßige Sauerstoffversorgung sichergestellt werden.

Nach Untersuchungen von RICHARD/FAUP, 1982 sind Verfahren, die mit Wasser und Luft im Gleichstrom arbeiten, besonders vorteilhaft und den Gegenstromverfahren bezüglich der Nitrifikationsleistung deutlich überlegen, da bei der Gleichstromfahrweise der Sauerstoffpartialdruck in der Gasphase in den Filterzonen größter Sauerstoffzehrung höher ist als beim Gegenstrombetrieb und die Abnahme der Sauerstoffkonzentrationen im Flüssigkeitsfilm, infolge verbesserter Nachlieferung aus der Gasphase kleiner gehalten werden kann.

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

In Frankreich sind bereits 5 Filteranlagen nach dieser Verfahrenssystematik mit unterschiedlichen Zielsetzungen gebaut worden. Die 1. Anlage wurde 1984 in Betrieb genommmen. Die bisher gewonnen Erkenntnisse aus dem praktischen Großbetrieb bestätigen, daß mit dieser Prozeßführung neben einer Suspensaelimination ein weiterer Kohlenstoffabbau, verbunden mit einer erhöhten Nitrifikation, möglich ist. Die Filtergeschwindigkeiten schwanken zwischen 3 und 8 $m^3/m^2 \cdot h$.

Bei einer Filterkörnung von beispielsweise 3 - 6 mm mit einer spezifischen Oberfläche von etwa 800 m^2/m^3 können je nach Abwassertemperatur gemäß Abbildung 13 Nitrifikationsgeschwindigkeiten zwischen 40 bis 50 mg NH_4-N/$m^2 \cdot h$ erreicht werden. Die Kontaktzeit des Abwassers liegt bei 0,5 h, das Wasser-/Luftverhältnis beträgt in diesem Fall 1 : 2.

Darüberhinaus vermittelt die Abbildung 13 einen Überblick über die Leistungsfähigkeit der Aufwärtsfiltration mit Quarzsand 0,8/1,6 mm bezüglich der $CSB_{ges.}$ und NH_4-N Elimination. Die während der Pilotversuche parallel festgestellten Schwebstoffablaufkonzentrationen liegen bei $\leq$ 5 mg/l.

In der Bundesrepublik wird derzeit die Abwasserreinigungsanlage Cloppenburg zum Zwecke der Restnitrifikation, Suspensaelimination und der Rest-P-Elimination mit dieser Verfahrenstechnik ausgebaut. Die Filteranlage besteht aus 13 Filtereinheiten mit einer Fläche von jeweils 40 m^2.

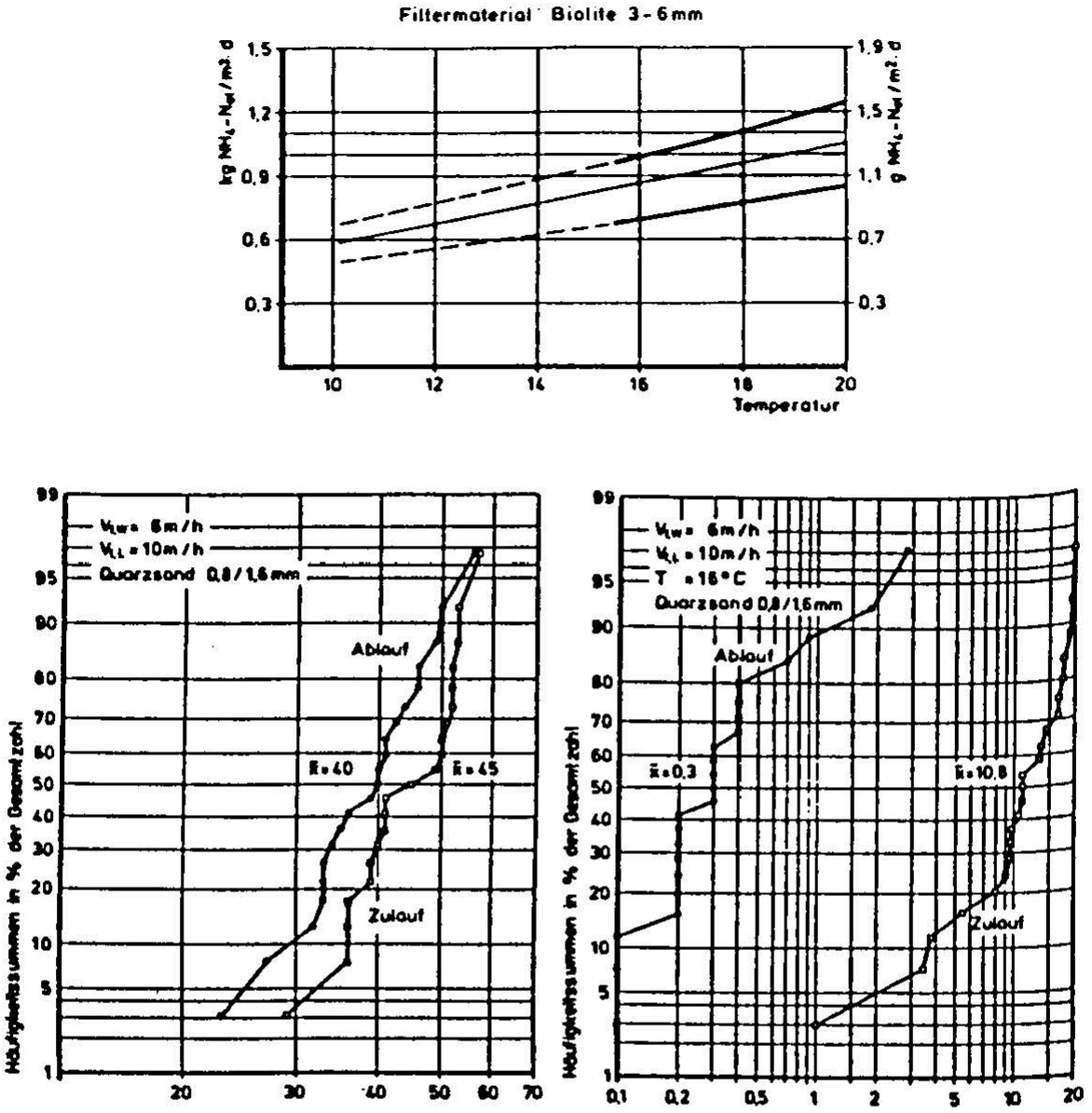


Abbildung 13: Leistungsfähigkeit der biologischen Aufwärtsfiltration mit Wasser und Luft im Gleichstrom

Bemessung

Die bisher gesammelten Erfahrungen bezüglich der Dimensionierung sind in der Tabelle 7 zusammengestellt.

Kriterien	aufwärts durchströmter Filter
	einschichtig mit Belüftung im Gleichstrom
Betriebsweise	Überstau
Schichthöhe	300 cm
Körnung	d = 1 - 3 mm
Filtergeschwindigkeit	≤ 10 m/h
Filterlaufzeit	lang: 4 d
Spülwasserverbrauch	höher: ≤ 10 %
Filterboden	aufwendig
Suspensaentnahme	< 80 %
spez. Beladung	≤ 5 kg/m²
Tiefschichtwirkung	gut
Elimination an gelöstem C	möglich: abhängig vom biol. Vorabbau
Nitrifikationswirkung	gut: abhängig von der Sauerstoffzufuhr
Durchbruchsempfindlichkeit	gering
Wartung für die Reinigung	gering

Tabelle 7: Bemessungs- und Betriebsparameter der biologischen Aufstromfiltration mit Gleichstrombelüftung

3.3 Flockungsfiltration

Die Flockungsfiltration ermöglicht neben den bisher vorgestellten Vorteilen der Filtration eine P-Elimination bis auf Restablaufkonzentrationen von < 0,2 mg P/l. Zu diesem Zweck ist das für die Flockungsfiltration bestimmte Abwasser biologisch und chemisch soweit vorzubehandeln, daß die Phosphorzulaufkonzentrationen zum Filter bei etwa 1 mg/l liegen. Gemäß Abbildung 14 erfolgt vor der Filtration eine Intensivmischung von Abwasser und Flockungsmitteln, wobei eine Kontaktzeit von wenigen Minuten ausreichend ist. Durch die Zugabe der Fällmittel wird der gelöste Phosphor ausgefällt und in partikuläre und damit abscheidbare Form überführt. Im Filter werden die Metallphosphate und Metallhydroxide zurückgehalten. Als Filtrationssysteme zum Partikelrückhalt sind die verschiedenen bisher vorgestellten Filtrationssysteme möglich.

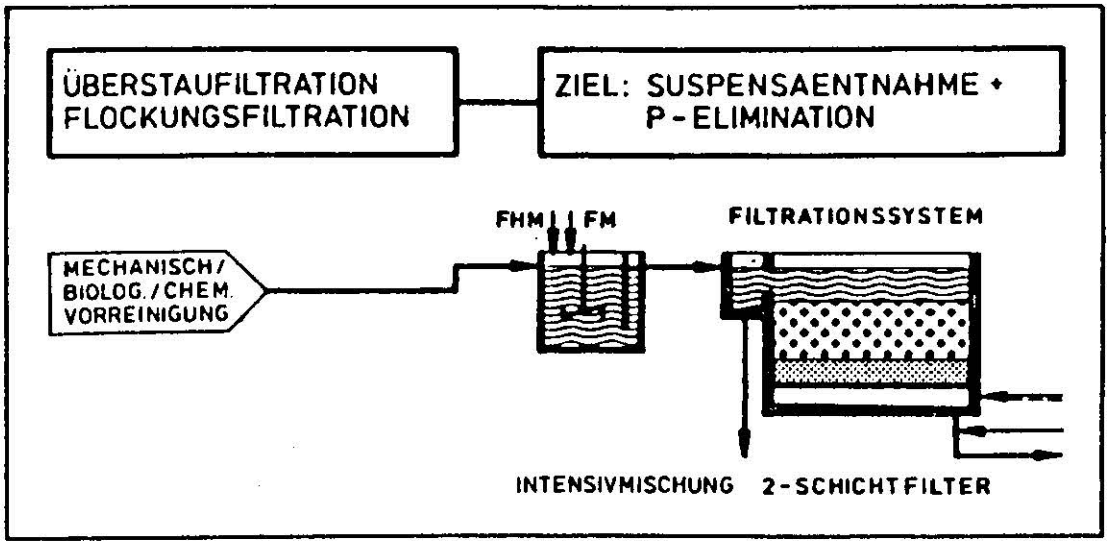


Abbildung 14: Verfahrenssystem - Flockungsfiltration

Betriebserfahrungen und Leistungsfähigkeit

In der Schweiz sind bereits zahlreiche Flockungsfiltrationsanlagen in Betrieb. Hier liegen die meisten großtechnischen Erfahrungen vor. BOLLER hat die über mehrere Jahre gesammelten Betriebserfahrungen zur Flockungsfiltration in Abbildung 15 dargestellt. Bei einem molaren Verhältnis von $Fe/P_{ges.}$ von 1,5 - 3,0 lassen sich Restkonzentrationen von 0,1 - 0,2 mg P/l erreichen.

Die Abbildung 16 illustriert beispielhaft das effiziente Leistungsvermögen einer Flockungsfiltrationsanlage.

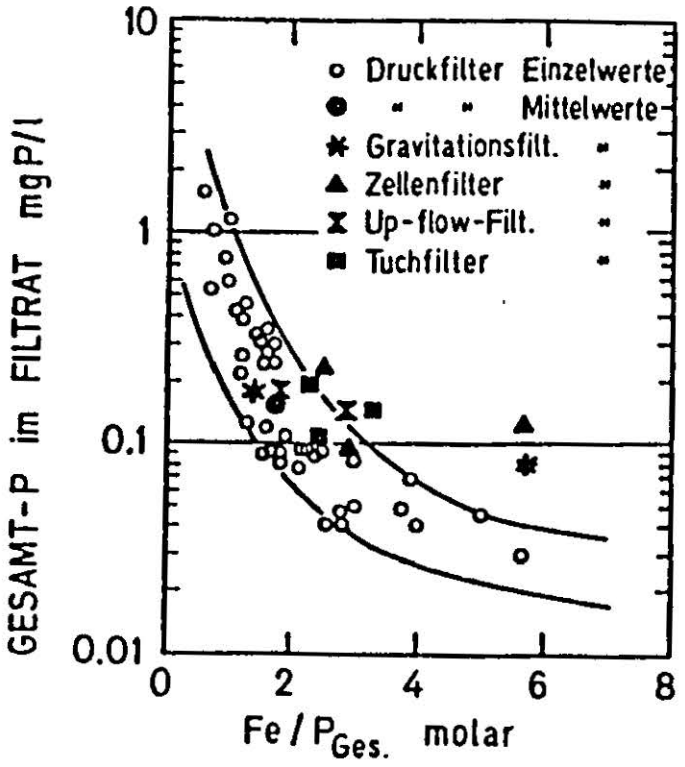


Abbildung 15: Erreichbare Restphosphorkonzentration von Flockungsfiltrationsanlagen im Anschluß an Simultanfällungsverfahren, (BOLLER, 1988)

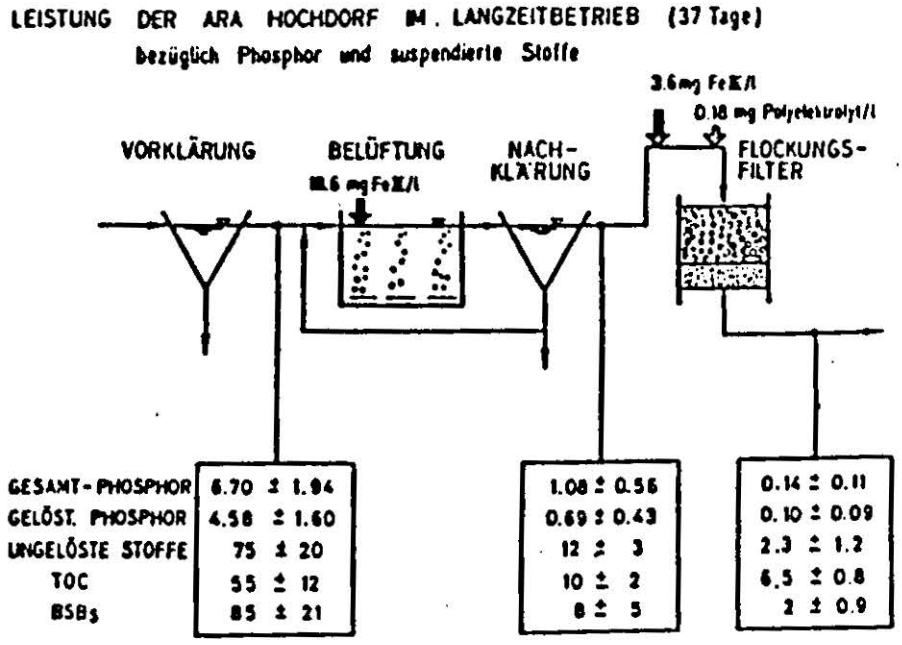


Abbildung 16: Reinigungsleistung einer Verfahrenskette mit Vorklärung, Simultanfällung und Flockenfiltration einer großtechnischen Anlage (BOLLER, 1988)

Bemessung

In Ergänzung zu den bereits angegebenen Bemessungs- und Betriebsparameter der einzelnen Filtrationsverfahren sind bei der Betriebsweise als Flockungsfiltration folgende Änderungen zu berücksichtigen:

* Vorschaltung einer Intensivmischung mit einer Kontaktzeit von wenigen Minuten vor der Filtrationsstufe zur Mischung von Fällmittel, Flockungshilfsmittel und dem Abwasserzulauf

* Molares Fällmittelverhältnis im Zulauf zum Filter etwa 1,6, d.h. z.B. 3 - 5 mg/l Fe^{3+} gegebenenfalls Zugabe von nicht ionogenen oder schwach anionischen Polyaclamiden in einem Dosierungsbereich von 0,05 bis 0,3 mg/l (BOLLER, 1988)

* Verkürzung der Filterlaufzeiten auf etwa 0,5 d bis 1 d je nach Abwasserbeschaffenheit.

4.0 KOSTEN VON FILTERANLAGEN

Die Investitionskosten für Abwasserfilteranlagen sind nach den bisherigen Erfahrungen ausgesprochen starken Schwankungen unterworfen. Allerdings zeigt sich bei gleichem Standard der Anlagen mit zunehmender Anlagengröße eine Regression der spezifischen Investitionskosten. Die Spanne der spezifischen Investitionskosten pro m^2 Filterfläche schwankt je nach Anlagengröße und spezifischen Gegebenheiten zwischen 15.000 und etwa 50.000 DM/m^2. Aus den relativ hohen Kosten der Filtration resultiert heute immer mehr die Neigung, die weitergehenden Möglichkeiten der Filtration (Biofiltration) bei nur geringem finanziellem Mehraufwand, kombiniert mit der klassischen Suspensaelimination verstärkt zum Tragen zu bringen.

Nach einer von JOST durchgeführten Betriebskostenuntersuchung von Schweizer Filteranlagen ist mit etwa 0,01 bis 0,035 DM/m³ Abwasser an Betriebskosten zu rechnen. Bei den gewöhnlich ohne zusätzliches Pumpwerk zu bauenden Flächenfiltern liegen die Kosten deutlich darunter. Durch die Chemikalienzugabe im Rahmen einer Flockungsfiltration ergeben sich Erhöhungen der Betriebskosten von 30 bis 40 %.
(DOHMANN, 1988)

Literatur

ANONYM: Abwasserfiltration nach biologischer Reinigung
Arbeitsbericht des ATV-Fachausschusses 2.8
Korrespondenz Abwasser 6/78, 25. Jahrgang

BÖHNKE, B.: Weitergehende Abwasserreinigung durch Filtration mit biologischer Wirksamkeit
Großtechnische Untersuchungen an der Filteranlage der Kläranlage Würselen-Euchen DFG-Vorhaben BO 615/8-1

BOLLER, M.: Full-Scale Experience with Tertiary Contact Filters.
Chemical Water and Wastewater Treatment
Schriftenreihe WaBoLu 62 (1985), Berlin

BOLLER, M.
GUJER, W.: Nitrifikation im nachgeschalteten Tropfkörper kombiniert mit der Raumfiltration
Schriftenreihe der EAWAG 2, 1985, Zürich

BOLLER, M.: Verfahren zur Abwasserfiltration
Verlag ATV-Fortbildungskurs E2
16.-18.10.85, Essen

BOLLER, M.: Verfahren zur Abwasserfiltration
ATV-Fortbildungskurs F/2 02.-04.11.88, Fulda

DOHMANN, M.: Leistungsverbesserung durch Trockenfiltration
Berichte der ATV, Nr. 37, 1986

DOHMANN, M.: Verfahrenstechnik der Abwasserfiltration
Verfahrenstechnik der mechanischen, thermischen, chemischen und biologischen Abwasserreinigung
Kongreß-Haus Baden-Baden, 17.-19.11.1988

DOHMANN, M.: Filtration
Technische Akademie Esslingen
Lehrgangsnummer 10467A/12 041
Weitergehende Abwasserreinigung 15.-16.06.1988

FIRK, W.: Leistungsverbesserung durch biologische Naßfiltration
Berichte der ATV, Nr. 37, 1986

GLASER, D.: Verminderung von Feststoffen im Kläranlagenablauf - Abwasserfiltration mittels Modulfilter
ATV-Seminar KFAA-Essen
ERK 54/89 12./13.01.1989

HANISCH, B.: Verbesserte Reinigungswirkung durch einfache Sandfiltration und durch Flockungsfiltration
Berichte der ATV, Nr. 37, 1986

HAYDT, W.
PFEIFFER, R.: Vorbereitung, Bau und Betrieb einer Sandfilteranlage für die weitergehende Abwasserreinigung
KA 33. Jahrgang 4/86

JOST, B.: Betriebliche Erfahrungen mit der Flockungsfiltration
Technische Akademie, Esslingen
Lehrgangsnummer 10467A/12 041
Weitergehende Abwasserreinigung, 15.-16.06.1988

MAYER, V.: Schnellsandfilter zur weitergehenden Abwasserreinigung: aufwärts oder abwärts durchströmt? gwf - Wasser/Abwasser 124, 1983 H.5

MÖSSIG, M.: Betriebsergebnisse der Trockenfilteranlage der Kläranlage Mannheim
Diplomarbeit am Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik, Universität Hannover
November 1988

OLTHOFF, R.
VERIN, J.
SEYFRIED, C.F.: Untersuchungen zur Abwasserfiltration mit gebrochenem und abgerundetem natürlichem Filtermaterial
gwf - Wasser/Abwasser 128
1987 H.4

RICHARD, Y.
FAUP, G.M.: The removal of nitrogen compount by fixed cultures in upflow beds
International Water Supply Association
14th Congress, Zürich 1982

SCHAAL, H.: Weitergehende Abwasserreinigung durch Sandfiltration im technischen Maßstab
gwf - Wasser/Abwasser 124
1983, H.5

SEKOULOV, I.
ADDICKS, R.: Einfluß von Feststoffen im Kläranlagenablauf auf die Parameter CSB und Phosphor
ATV-Seminar ERK 54/89, 12./13.01.89 im Fortbildungszentrum Essen-Heidhausen

SEYFRIED, C.F.: Weitergehende Abwasserreinigung durch Filtration und Mikrosiebung
Berichte der ATV, Nr. 36, 1985

SEYFRIED, C.F.: Leistungsverbesserung durch Mikrosiebe und Tuchfilter
Berichte der ATV, Nr. 37, 1986

STROHMEIER, A.: Abwasserfiltration mittels aufwärts durchströmter Schnellfilter
ATV-Seminar ERK 54/89, 12./13.01.1989, Essen

Verfasser:
Dr. A. Strohmeier
Phillipp Müller
Nachf. Eugen Bucher GmbH&Co
Mönchstraße 11
Postfach 228
D-7000 Stuttgart

COMPUTEREINSATZ AUF KLÄRANLAGEN

H.W. Demetz

1. EINLEITUNG

1.1 Derzeitige Situation

In den letzten 5 - 10 Jahren hat sich der Standard in der Überwachung, Steuerung und Regelung auf Kläranlagen durch den Einzug der Elektronik grundlegend verändert. Durch den Einsatz moderner speicherprogrammierbarer Steuerungen werden konventionelle Regler und aufwendige Relaissteuerungen ersetzt. Die früher hauptsächlich in Siebdrucktechnik ausgeführten Wartentafeln befinden sich auf dem Rückzug und machen Bildschirmsystemen mit übersichtlichen Prozeßbildern Platz.
Prozeßdaten werden mehr und mehr nicht mehr mit schreibenden Meßgeräten gespeichert, sondern - jederzeit zugriffsbereit - auf Festplatten oder Magnetbändern abgelegt und verwahrt.

Der grundsätzliche Wandel in den technologischen Möglichkeiten macht es möglich, mit wirtschaftlichen Mitteln eine Systemlösung zu realisieren, welche gegenüber bisherigen Lösungen vor allem folgende Vorteile besitzen:

- besserer Bedienungskomfort
- größere Flexibilität in der Anpassung an geänderte Prozeßsituationen
- größere Verläßlichkeit
- größerer Informationsumfang

- Langzeitspeicherung und Langzeitauswertung und damit bessere Möglichkeiten, Korrekturen im Verfahren vorzunehmen und höhere Reinigungsleistungen zu erzielen.
- Wirtschaftliche Vorteile durch Nutzung der Langzeitauswertung

1.2 Rahmen des Vortrages

Im Rahmen dieses Vortrages sollen vor allem die Möglichkeiten aufgezeigt werden, welche heute für die Realisierung von Prozeßleitsystemen auf Kläranlagen bestehen. Selbstverständlich müssen dabei auch die allgemeinen Aufgaben von Prozeßleitsystemen behandelt werden.

2. ALLGEMEINE AUFGABEN VON PROZESSLEITSYSTEMEN

2.1 Unmittelbare Aufgaben für den Prozeß

2.1.1 Steuern

Unter Steuern versteht man die direkte Ausgabe von Befehlen an die betreffenden Schalteinheiten, z.B. in Abhängigkeit von Grenzwerten, in Abhängigkeit der Zeit und anderen Kriterien.

Beispiel:
Automatische Überschußschlammentnahme in Abhängigkeit eines maximalen Niveaus oder nach Arbeitszeit/Pausenzeit (A/P)-Steuerung.

2.1.2 Regeln

Unter Regeln versteht man die direkte Ausgabe von Befehlen an die betreffenden Schalteinheiten in Abhängigkeit von Sollwerten. Ziel wird es dabei immer sein, die Differenz zwischen Sollwert und Istwert möglichst klein zu halten.

Hierbei können die Sollwerte entweder fest eingestellt sein oder aber auch durch laufende Auswertung weiterer Prozeßdaten laufend optimiert werden.

Beispiel:
Regelung des O_2-Eintrages oder Regelung des Rücklaufschlammeintrages oder Regelung des Wasserstandes.

2.1.3 Messen

Die Erfassung von Meßwerten im Prozeß gehört zu den wesentlichsten Voraussetzungen, um Prozesse zu überwachen und zu leiten. Eine Aufzählung der auf Kläranlagen eingesetzten Meßsysteme würde jedoch eindeutig den Rahmen dieses Referates sprengen.

2.1.4 Melden

Die Erfassung von Meldungen betrifft sowohl Betriebsmeldungen (z.B. Umwälzpumpe 1 ein) wie auch Störmeldungen (z.B. Umwälzpumpe 1 gestört) und Alarme (z.B. Wasserstandsalarm beim ARA-Einlauf).
Meldungen sind - genau wie Meßwerte - eine wesentliche Voraussetzung für die Überwachung und Leitung von Prozessen.

2.1.5 Zählen

Die Erfassung von Zählwerten (beispielsweise für Wassermengen, Schlammengen, Gasmengen, Betriebsstunden) kann einerseits lediglich für statistische Auswertungen wichtig sein, andererseits jedoch auch die Voraussetzung über Steueraufgaben darstellen. Denken wir dabei beispielsweise an die automatische Umschaltung von Maschinen und Anlagen in Abhängigkeit der Betriebsstunden, um eine gleichmäßige Abnutzung zu erreichen.

2.1.6 Informationsübertragung

Moderne Prozeßleitsysteme werden heute auch zur Informationsübertragung herangezogen. Speicherprogrammierbare Steuerungen besitzen heute durchwegs entsprechende Datenschnittstellen, welche die direkte Ankopplung an Datenbussysteme und Netzwerke wesentlich erleichtern bzw. vereinfachen. Durch den Aufbau derartiger Systeme wird nicht nur der Verkabelungsaufwand auf der Kläranlage wesentlich verringert - es kann außerdem der Informationsumfang der zwischen Vorort-Steuerung und zentraler Warte zu übertragen ist, wesentlich vergrößert werden, ohne daß nennenswerte Mehrkosten entstehen.

2.2 Mittelbare Aufgaben für den Prozeß

2.2.1 Informationsübertragung

Die vorhin erwähnte unmittelbare Aufgabe der Informationsübertragung stellt für das zentrale Element des Prozeßleitsystemes meist die Forderung nach Organisation und Steuerung des Informationsaustausches. Wir sprechen in diesem Zusammenhang von einer "Master-Funktion".
Dabei ist es erforderlich, daß die einzelnen peripheren Einheiten nacheinander ihre Informationen an die Zentrale weitergeben oder nach einem entsprechenden Zyklus Sollwerte bzw. Befehle von der Zentrale erhalten.

2.2.2 Analogwertverarbeitung

Die Analogwertverarbeitung umfaßt folgende Aufgaben:

- Prüfung von Meßwerten auf Plausibilität
- Glättung oder Parametrierung von Meßwerten
- Bildung von Grenzwerten und Mittelwerten
- Bildung von Summenwerten und Zählwerten
- Auswertung von Meßwerten für die Bildung von Sollwertvorgaben für den Prozeß

2.2.3 Zählwertverarbeitung

Die Verarbeitung von Zählwerten umfaßt die nachstehenden Aufgaben:

- Bildung von Grenzwerten (z.B. für Wartungsprotokoll)
- Bildung von Summenwerten
- Bildung von Mittelwerten

2.2.4 Digitalwertverarbeitung

Die Verarbeitung von Digitalwerten umfaßt die nachstehenden Aufgaben:

- Auswertung von Meldungen und Zuordnung in Betriebs-, Störungs- oder Alarmmeldungen

- Auswertung von Betriebsmeldungen für die Bildung von Betriebszeiten (z.B. Zählwertbildung für Betriebsstundenerfassung; Wartungsprotokoll usw.)

- Auswertung von Betriebs-, Stör- und Alarmmeldungen für zentrale Steuer- oder Regelfunktionen

2.2.5 Prozeßdarstellung

Eine wesentliche Aufgabe von Prozeßleitsystemen ist die Darstellung des laufenden Prozesses. Beim Einsatz von entsprechend ausgelegten zentralen Prozessoren erfolgt die aktuelle Prozeßdarstellung im Regelfall mit Prozeßbildern. Diese Prozeßbilder werden üblicherweise laufend aktualisiert.

Die Qualität der Prozeßbilder kann hierbei vom einfachen Blockschema auf monochromatischem Bildschirm bis zum detaillierten Fließschema in Farbgraphik reichen. Die Anordnungen werden hier je nach Anlagengröße und Verfahren unterschiedlich sein.

2.2.6 Protokollierung

Bei praktisch allen Prozeßleitsystemen in der Abwassertechnik werden heute automatische Protokolle erstellt und teilweise automatisch bzw. auf Anforderung über Bildschirm oder Drucker ausgegeben.

Die wesentlichsten und häufigsten Protokolle sind hierbei

- Tagesprotokoll
- Monatsprotokoll
- Jahresprotokoll
- Störungs- und Alarmprotokoll
- Betriebsprotokoll und Zustandsprotokoll
- Betriebsstunden- und Wartungsprotokoll

2.2.7 Darstellung von Kurven und Diagrammen

Für die Beurteilung und Prüfung von Prozeßabläufen ist vor allem die Darstellung von Meßwerten und Sollwerten in Kurven und Diagrammen eine wesentliche Voraussetzung.

Moderne Prozeßleitsysteme erlauben eine Darstellung von Kurven und Diagrammen in beliebiger Form, d.h. die Anzahl und Art der darzustellenden Meßwerte sowie deren Maßstäbe und die Zeiteinheiten der Darstellung sind praktisch beliebig wählbar.

2.2.8 Speicherung von Betriebswerten und Langzeitauswertung

Für die langfristige Beurteilung und Prüfung von Prozeßabläufen sowie für die Gewährleistung von Vergleichsmöglichkeiten ist die Speicherung von Betriebswerten (Meßwerte, Sollwerte, Zählwerte) eine ganz wesentliche Voraussetzung.

Bei heutigen Prozeßleitsystemen geht man dabei davon aus, daß die Speicherung für die Auswertung im Tagesprotokoll und im Monatsprotokoll in einem möglichst kurzen Intervall erfolgen soll. In der Praxis sind dabei Intervallzeiten - zumindestens für den laufenden Tag - in der Größenordnung von Minuten üblich. Für die Speicherung der Betriebswerte für das Jahresprotokoll muß aus Gründen der zur Verfügung stehenden Speicherkapazitäten eine größere zeitliche Auflösung (Mittelwerte über Stunden oder über den Tag) in Kauf genommen werden.

Mit Hilfe von Magnetbandstationen können Betriebswerte langfristig gesichert und verwahrt werden, wobei das unmittelbare Speichermedium (Festplatte) dadurch merklich entlastet werden kann.

2.2.9 Wartungsprotokoll

Für wesentliche Aggregate wird üblicherweise eine Betriebszeitzählung durchgeführt. Die vorgegebenen Wartungsintervallzeiten sind im System gespeichert und werden laufend mit den Betriebszeiten verglichen.

Das Wartungsprotokoll stellt ein wesentliches Hilfsmittel zur Organisation und Kontrolle von Wartungsarbeiten dar.

2.2.10 Laborwerte

Die händische Eingabe von Laborwerten in das Prozeßleitsystem und deren Verwertung in Protokollen und Prozeßbildern soll grundsätzlich immer möglich sein. Gegebenenfalls kann das Prozeßleitsystem auch in zyklischen Abständen von sich aus die Eingabe von Laborwerten fordern.

3. AUFBAUMÖGLICHKEITEN VON PROZESSLEITSYSTEMEN

3.1 Vorortbereich

3.1.1 Reine Hardwarelösungen sind starre Systeme, bei denen eine Änderung nur im begrenzten Rahmen ohne Umbau der Steuerung möglich ist.

Beispiel:
Rechensteuerung in Relaistechnik, bei der lediglich Zeitprogramme mittels Zeitrelais in einem bestimmten Rahmen einstellbar sind.

Derartige Lösungen werden - vor allem auch aus wirtschaftlichen Gründen - immer seltener. Der Aufbau von Steuerungen in Relais- oder Schütztechnik ist heute bereits vielfach teurer als der Einsatz kleiner freiprogrammierbarer oder speicherprogrammierbarer Steuerungen. Die Zuverlässigkeit bei einfachen Hardwarelösungen ist jedoch beachtlich hoch, auch dürfen die folgenden Vorteile wie

- Übersichtlichkeit
- einfache Bedienung
- gute Reparaturmöglichkeit durch eigenes Personal

- Standardersatzteile mehrerer Firmen (1 Schütz kann jederzeit ersetzt werden, unabhängig vom Fabrikat)
- Behelfslösungen und Provisorien sind einfach realisierbar

nicht verschwiegen werden.

3.1.2 Speicherprogrammierbare Steuerungen

Durch das heute gegebene Angebot der Industrie an speicherprogrammierbaren Steuerungen aller Größen und Preisklassen werden diese Steuerungen - in der Umgangssprache SPS genannt - heute sehr häufig auf Kläranlagen eingesetzt.

Die Vorteile wie:

- leichte Anpassungsfähigkeit an den Prozeß
- gegenseitige Austauschbarkeit von Baugruppen
- modularer Aufbau und damit gegebene Erweiterungsfähigkeit
- Änderungsarbeiten erfolgen hauptsächlich in der Software, d.h. die Umbauarbeit Vorort ist nicht zeitaufwendig, sondern sie erfolgt örtlich getrennt von der Anlage.
- Datenschnittstelle zu einem zentralen System ist meist standardmäßig vorhanden.

liegen auf der Hand. Trotzdem müssen auch Nachteile in Kauf genommen werden, wie:

- Erweiterungen und Ersatzteile können nur beim Hersteller besorgt werden.
- Langlebigkeit durch Fabrikats- und Typenänderungen nicht optimal abgesichert, zumindestens nur für einen begrenzten Zeitraum.

- Änderungen sind nur von einem begrenzten Personenkreis und nur mit entsprechendem Programmiergerät möglich.

Es muß trotzdem festgehalten werden, daß der Einsatz von SPS auf Kläranlagen heute einen allgemeinen technischen Standard darstellt.

3.1.3 Prozeßvisualisierung mit Kommunikationsprozessoren

Bei Einsatz von SPS ist es relaitv einfach möglich, eine Prozeßvisualisierung durch Anschaltung von Bildsichtgeräten über Kommunikationsprozessoren zu erreichen. Damit können Steuerabläufe über Prozeßbilder aktuell dargestellt werden, die Verwendung von einzelnen Meßgeräten, Meldelampen usw. kann entfallen.

Der Aufbau einer Prozeßvisualisierung ist bei größeren Kläranlagen meines Erachtens für folgende Bereiche zu überlegen:

- O_2-Eintragsregelung - Rücklaufschlamm-Eintragsregelung - Abwasserhebewerk-Steuerungen und gleichzeitige Erfassung der Einlauf- oder Auslaufmeßwerte
- Schlammbehandlung

3.1.4 Mikroprozessoreinheiten

Je nach Aufbau des zentralen Systems oder auch nach Anlagengröße kann es sich ergeben, daß Vorort-Steuerungen mit eigenen Mikroprozessoreinheiten (Subrechner) realisiert werden. Moderne modular-aufgebaute Prozeßrechnersysteme erlauben auch einen dezentralen Aufbau, sodaß aus Gründen der Systemvereinheitlichung der Einsatz von typenfremden SPS-Stationen nicht sehr sinnvoll wäre. Derartige Mikroprozessoreinheiten kommunizieren über eigene Netzwerke mit dem Zentralsystem.

3.2 Informationsübertragung

3.2.1 Galvanische Informationsübertragung

Bei kleineren Anlagen oder sehr kurzen Entfernungen werden Informationen aus dem Prozeß der Zentrale auch galvanisch übertragen. In diesem Falle ist in der Zentrale eine Prozeßankopplung (Interface) erforderlich, um die Prozeßdaten in das Zentralsystem zu integrieren.

3.2.2 Fernwirkanlagen, Modems

Der Einsatz eigener Fernwirkanlagen, welche lediglich der Übertragung von Informationen innerhalb der Kläranlage dienen, ist auf Kläranlagen kaum üblich. Durch die standardmäßige Datenschnittstelle an SPS ist jedoch die Möglichkeit gegeben, die SPS gleichzeitig als Prozeßankopplung zu nützen und Prozeßdaten aus der SPS über die Datenschnittstelle (z.B. serielle Schnittstelle nach RS 232C usw.) zum zentralen System zu übertragen und diese Verbindung auch für den Datentransport in umgekehrter Richtung zu nützen.
Bei kürzeren Entfernungen kann der Aufbau in Form eines Netzwerkes oder auch sternförmig erfolgen. Bei größeren Entfernungen oder besonderen Voraussetzungen kann auch der Einsatz von zusätzlichen Übertragungseinrichtungen (z.B. Modems) erforderlich sein.

3.2.3 Bussysteme und Netzwerke

Beim Aufbau von Bussystemen und Netzwerken (LAN) muß vor allem auf Einhaltung des Industriestandardes und der CCITT-Vorschriften Bedacht genommen werden. Übliche und bekannte Netzwerkkonfigurationen wie Ethernet, Tokenring, Map usw. sind zwar grundsätzlich zu bevorzugen, sind aber von der Geschwindigkeit her nicht unbedingt erforderlich. Derartige Systeme besitzen immerhin Übertragungsgeschwindigkeiten in der Größenordnung von 10 und mehr MB.

Auch einfachere Industrielösungen mit Übertragungsgeschwindigkeiten im KB-Bereich sind durchaus für Kläranlagen ausreichend.

3.3 Zentraler Bereich

3.3.1 Mosaiktafel - Steuerpult

Bei sehr kleinen Kläranlagen wird teilweise auf den Computereinsatz im zentralen Bereich verzichtet und man beschränkt sich im Zentralraum auf die Errichtung einer Steuertafel (Mosaiktafel) mit angebautem oder getrennt aufgestelltem Steuerpult.

Diese Lösung stellt eine Hardwarelösung dar und ist für diesen Anwendungsfall aus heutiger Sicht kaum mehr zu empfehlen.

3.3.2 Einfache Protokollierung

Die vorhin erwähnte Hardware-Lösung in der Zentrale wird bei kleineren Kläranlagen oft zusätzlich mit einer einfachen Protokollierung ausgestattet. Dabei kann entweder eine leistungsfähige SPS oder ein Personal Computer als zentrales Element dienen. Meist besitzen derartige Konfigurationen lediglich einen einfachen Protokolldrucker.

3.3.3 Rechnergestützte Lösung mit PC oder Mikroprozessor

Auch wenn die zentrale Steuerung einer Kläranlage über ein konventionelles Wartenpult erfolgt und der Gesamtprozeß auf einer Mosaiktafel für die Überwachung dargestellt ist, kann der zusätzliche Einsatz eines PC oder Mikroprozessors für die Prozeßführung und Überwachung große Vorteile bringen. Die Aufgaben der

- Analogwertverarbeitung
- Zählwertverarbeitung

- Digitalwertverarbeitung
- Protokollierung
- Kurven und Diagrammdarstellung
- Speicherung von Betriebswerten und Langzeitauswertung
- Wartungsprotokolle erstellen

können in diesem Falle von der zentralen Einheit durchgeführt werden und das Bedienungspersonal bei der laufenden Arbeit sehr effizient entlasten.
Durch die gegebene Speicherung der Betriebswerte und deren Auswertemöglichkeit ist eine genaue Verfahrenskontrolle möglich und es steht jene Entscheidungshilfe zur Verfügung, die gebraucht wird, um das Verfahren dem Bedarf laufend anzupassen.

Derartige Systeme eignen sich vor allem für Kläranlagen mittlerer Größe.

3.3.4 Rechnergeführte Systeme mit Bildschirmbedienung

Bei großen Kläranlagen wird man heute ein rechnergeführtes System mit Bildschirmbedienung errichten. In diesem Falle kann zwar eine Steuertafel und ein Steuerpult vorhanden sein, diese Einrichtungen erfüllen dann aber nur mehr eine Notfunktion. Der Arbeitsplatz bei rechnergeführten Systemen für das Bedienungspersonal ist das Terminal, bestehend aus Tastatur und einem oder mehreren Bildschirmen, unterstüzt von Einrichtungen wie Maus, Joystick oder Rollkugel. Die gesamte Überwachung und Steuerung erfolgt somit im Normalbetrieb über Bildschirmbedienung.

3.3.5 Redundante Systeme

Redundante Systeme auf Kläranlagen werden dort eingesetzt, wo die Wichtigkeit der Prozeßleitung den Einsatz einer zweiten, parallel arbeitenden Prozeßrechnerzentrale fordert oder sinnvoll erscheinen läßt. Es kann auch vorkommen, daß

zeitweise einer der beiden Rechner im off-line betrieben werden muß, damit andere Aufgaben erfüllt werden können. Die Entscheidung für oder gegen ein redundantes System wird jedoch immer durch wirtschaftliche Überlegungen aber auch verfahrenstechnische Überlegungen beeinflußt sein.

3.3.6 Notebene

Bei der Planung von Prozeßleitsystemen für Kläranlagen ist auch dem Umstand Rechnung zu tragen, daß Prozeßleitsysteme ausfallen können, kurzfristig im off-line Betrieb betrieben werden müssen, oder wegen Reparaturen oder Wartungsarbeiten abgeschalten werden müssen. Für diese Fälle sollte möglichst immer ein Notsystem vorhanden sein, welches zumindest bereichsweise oder abschnittsweise dem Betreiber die wesentlichsten Sammelbetriebs- und Sammelstörmeldungen signalisiert.

Für die Realisierung solcher Notebenen können durchaus auch Hardwarelösungen herangezogen werden. Jedenfalls ist eine Trennung zwischen Notebene und Prozeßleitsystem zu empfehlen.

4. AUSWAHL DES RICHTIGEN SYSTEMS

4.1 Anlagengröße

Ausdrücklich muß darauf hingewiesen werden, daß die nachfolgende Auswahltabelle nur die Meinung des Verfassers darstellt.

Anlagengröße	Ausführungsvorschlag
A) Kläranlagen mit nur 1 Verfahrensstufe bis 1000 EGW	Einfaches System ausreichend, unter Umständen genügt eine Hardwarelösung oder nur eine speicherprogrammierbare Steuerung, ohne Drucker und ohne Protokollierung

Vorschlag:
Einfaches Blindschema an Verteilerschrank mit Lampenschalter und Taster.

B) Kläranlagen bis 5000 EGW	Einfaches System mit einfacher Protokollierung, gegebenenfalls PC mit Drucker und Bildschirm

Ausführungsvorschlag:
Einfaches Blindschema mit Lampen, Schaltern und Tastern, Anzeigegeräten sowie PC mit Sichtgerät und Drucker, Langzeitspeicherung über Festplatte und Protokollierung.

C) Kläranlagen über 5.000 EGW bis 100.000 EGW	Rechnergestützte Lösung mit PC oder Mikroprozessor.

Ausführungsvorschlag:
Mosaiktafel und Steuerpult mit Anlageschema als Notebene (nur mit Sammelalarmen, Sammelbetriebsmeldungen und den allerwichtigsten Befehlen.

PC mit 1 - 2 Bildschirmen und Drucker, Prozeßbild-darstellung mit aktuellen Prozeßwerten, Umfang und Qualität der Prozeßbilder sollen dabei der Anlagen-größe angepaßt sein. Für die Langzeitspeicherung sind auf jeden Fall Fest-plattenlaufwerke zu verwenden.
Die händische Steuerung ab Warte kann entweder mit Tasten ab Steuerpult oder über die Tastatur unter Umständen bereits über das Prozeßbild erfolgen.

D) Kläranlagen über 100.000 EGW	Rechnergeführte Lösung mit leistungsfähigem Zentralrechner, Betriebssystem für Mehrplatzbedienung und gleichzeitige Bearbeitung mehrerer Aufgaben (Multiuser und Multitasking-System ausgelegt).

Ausführungsvorschlag:
Mosaiktafel und Steuerpult mit Anlageschema als Notebene (wie oben), Rechner mit zwei oder mehr Terminals, Hardcopy-Gerät, leistungsfähigem Drucker, Prozeßbilddarstellung und Prozeßbildsteuerung mit Maus, Rollkugel oder Joystick, Langzeitspeicherung mit Festplattenlaufwerken und Magnetbandkassetten zur selbsttätigen Datensicherung.

4.2 Aufgabenstellung

Selbstverständlich wird die Auswahl des richtigen Systems sehr maßgeblich von der Aufgabenstellung bestimmt. Damit ist klar, daß nicht nur die Größe der Kläranlage nach EGW eine Rolle spielt, sondern natürlich in erheblichem Maße

- Art und Umfang der Verfahrensstufen
- Anzahl der Verfahrensstraßen
- Anzahl der Prozeßeingänge und Ausgänge

- Anzahl und Umfang der zentral durchgeführten Steuer-, Regel- und Verknüpfungsaufgaben
- Umfang der sonstigen "Offline-Software" wie z.B. Textverarbeitung, Lagerhaltungsprogramme, Dateiprogramme usw.
- Forderung nach Mehrplatzbedienung
- andere Kriterien

wesentlich für die grundsätzliche Konfiguration der Systemlösung sind.

4.3 Zukünftiger Ausbau

Beim Aufbau von Prozeßleitsystemen für Kläranlagen ist der zukünftige Ausbau der Anlage natürlich zu beachten. Allerdings ist für die unmittelbare Systemlösung davon auszugehen, daß intelligente Systeme einer sehr starken Innovation unterworfen sind und die Lebenserwartung kaum über 10 Jahre angesetzt werden soll. Es ist zwar durchaus möglich, daß nach 10 Jahren die Elemente des Prozeßleitsystemes noch einwandfrei arbeiten, man muß jedoch damit rechnen, daß Ersatzteile nach einer solchen Zeit, wenn überhaupt nur sehr schwer und zu einem unwirtschaftlichen Preis erhältlich sind. Auch die Kompatibilität mit neuen Elementen ist eher unsicher.

Somit spielt die Zeit, innerhalb welcher ein Ausbau zu erwarten ist, eine beachtliche Rolle. Wer beispielsweise nach 8 Jahren seine Kläranlage wesentlich erweitert (z.B. um eine Verfahrensstufe), wird im Regelfall sein vorhandenes Prozeßleitsystem nicht mehr in einem solchen Umfang erweitern, sondern die Gelegenheit nützen, das gesamte Prozeßleitsystem auf den neuesten technologischen Stand zu bringen. Dabei ist es durchaus möglich, ja sogar wahrscheinlich, daß die vorhandene Software in einem gewissen Rahmen auch in einem neuen System genützt werden kann.

5. FESTLEGUNGEN FÜR DIE HARDWARE

5.1 Schnittstellen zum Prozeß

Die Schnittstellen der Hardware des Prozeßleitsystems sollen klar definiert und möglichst einheitlich sein. Bewährt hat sich die folgende Definition:

Meldungen:	Sind als potentialfreie Kontakte von den Anlagen anzubieten
Befehle:	Werden als potentialfreie Kontakte oder als 24 V Kontakte vom Prozeßleitsystem den Anlagen zur weiteren Verarbeitung angeboten.
Meßwerte:	Sind als eingeprägte Gleichströme 0 - 20 oder besser 4 - 20 mA dem Prozeßleitsystem anzubieten.
Sollwerte:	Sind vom PLS mit 0 - 20 oder 4 - 20 mA auszugeben.
Zählwerte:	Sollen vorzugsweise überhaupt durch das PLS gebildet werden. Wenn vom Prozeß Zählwerte angeboten werden, ist entweder die Übergabe in BCD-Code oder an einer exakt definierten Datenschnittstelle (serielle Schnittstelle) zu bevorzugen.

Datenschnittstelle:
Bei neuen und größeren Anlagen würde das Prozeßleitsystem auch serielle Datenschnittstellen zum Prozeß besitzen müssen, wenn autarke, externe Steuereinheiten (z.B. speicherprogrammierbare Steuerungen) mit entsprechenden Datenschnittstellen zur Verfügung stehen. Derartige Schnittstellen sollen möglichst der internationalen CCITT-Norm und der DIN entsprechen.

Datenschnittstellen sind auch für die Kommunikation des Prozeßleitsystems mit externen Überwachungs- oder Beratungsschnittstellen erforderlich.

5.2 Umgebungsbedingungen

Die Zeiten, in denen für die Unterbringung vom Prozeßrechnen und deren Peripherie klimatisierte Räume gefordert wurden, sind glücklicherweise vorbei. Die heute von der Industrie angebotenen Elemente sind relativ unempfindlich gegenüber ihrer Umgebung. Trotzdem kann folgende Empfehlung ausgesprochen werden:

- Umgebungstemperatur zwischen 5 - 40° C
- Luftfeuchtigkeit max. dauernd 80 % bei zeitweise auftretender Beteuung
- Die Umgebungsluft soll möglichst staubfrei und frei von aggressiven Dämpfen und sonstigen Einflüssen sein.

Beim Einsatz in unmittelbarer Prozeßnähe müssen gegebenenfalls entsprechende Maßnahmen für das Gehäuse gefordert werden, z.B. höhere Schutzart, Fremdbelüftung usw.

5.3 Elemente der Hardware

Eine detaillierte Aufzählung aller Anforderungen und Möglichkeiten für die Auswahl der einzelnen Hardwareelemente mit genauen technischen Daten ist im Rahmen dieses Referates unmöglich. Die hier getroffenen Feststellungen können daher nur allgemeine Gültigkeit haben.

Grundsätzlich sind drei wesentliche Forderungen an die Hardware zu stellen:

5.3.1 Einheitlichkeit

Die einzelnen Systemelemente sollen soweit als möglich einheitlich sein oder sogar derselben Systemfamilie entspre-

chen. Auf jeden Fall muß zwischen den Systemelementen eine volle Kompatibilität bestehen.

5.3.2 Industriestandard

Alle auf einer Kläranlage verwendeten Systemelemente eines Prozeßleitsystems sollen einem üblichen Industriestandard entsprechen und für Dauerbetrieb, d.h. für 24 Stundenbetrieb auf jeden Fall geeignet sein. Dies ist vor allem für Festplattenlaufwerke und Bildsichtgeräte wesentlich.

Auf die Verwendung von Geräten unbekannter Bauart soll verzichtet werden, wenn seitens des Lieferanten nicht einwandfrei die Eignung für den Verwendungszweck nachgewiesen werden kann. Im Zweifelsfall soll unter Umständen eine entsprechende vertragliche Absicherung vereinbart werden, wie z.B. Verlängerung der Gewährleistungsfrist, volles Rückgaberecht innerhalb der Gewährleistungsfrist usw.

Grundsätzlich sollen nur Geräte zum Einsatz kommen, für die bereits entsprechende Referenzen nachgewiesen werden können und deren Hersteller in Österreich zumindest eine Niederlassung mit Kundendienst und Reparaturwerkstätte besitzt.

5.3.3 Mechanische Eignung

Alle verwendeten Systemelemente eines Prozeßleitsystems müssen mechanisch ihren Einbauort und ihrer Verwendung entsprechend geeignet sein. Vor allem bei Vorortgeräten muß eine entsprechende Schutzart (z.B. IP 55) gefordert werden. Wenn die erforderliche Schutzart vom Gerät selbst nicht erreicht wird, so ist diese durch geeignete zusätzliche Schutzgehäuse zu gewährleisten.

Die herrschenden Umgebungsbedingungen, z.B. Temperaturen, Luftfeuchtigkeit, Staub, Spritzwasser usw. sind bereits bei

der Ausschreibung, mindestens jedoch vor der Bestellung dem Lieferanten vollständig und klar mitzuteilen.

6. ANFORDERUNGEN AN DIE SOFTWARE

6.1 Allgemeine Aufgaben

Die allgemeinen Aufgaben der Software können als Rahmenaufgaben bezeichnet werden und umfassen je nach Ausbaugrad der Kläranlage:

a) Analogwertverarbeitung
- Erfassen und Prüfen der Analogwerte
- Anpassen des Rohwertes über eine Gerade mit Hilfe von parametrierbaren Stützpunkten
- Plausibilitätskontrolle
- Grenzwertprüfung
- Summenbildung
- Mittelwertbildung
- Rechenwertverarbeitung
- Min/Max-Bildung
- Korrekturmöglichkeit
- Auswertung von Schwell- oder Grenzwerten

b) Zählwertverarbeitung
Die Aufgabenstellung ist hier sinngemäß wie bei der Analogwertverarbeitung zu verstehen.

c) Digitalwertverarbeitung
- Auswertung von Meldungen und Zuordnung in Betriebs-, Störungs- und Alarmmeldungen
- Bildung von Zählwerten

d) Laborwerte
Laborwerte werden von Hand aus eingegeben. Geeignete Dialogmöglichkeiten wie z.B. Maske, automatische Auf-

forderung zur Eingabe, Plausibilitätskontrollen usw. sollten vorgesehen werden.

e) Protokollierung
Grundsätzlich sind Protokollausgaben erwünscht, die über Bildschirm sporadisch, zyklisch oder auf Anforderung Auskunft über den Zustand vom Prozeß geben. Dies sind:

- Störungs- und Alarmprotokoll
- Betriebsprotokoll
- Tagesprotokoll
- Monatsprotokoll
- Jahresprotokoll
- Betriebsstundenprotokoll (Wartungsprotokoll)
- Generalabfrage
- Zustandsprotokoll

f) Die einzelnen Kurven für die verschiedenen Analog-, Zähl- und Laborwerte sollten vom Bediener hinsichtlich der Gesamtzeit und der Meßintervallzeit jederzeit frei gewählt werden können, d.h. Kurvenverläufe sollten in jedem beliebigen Maßstab, beginnend ab ca. 5 Minuten über Stunden, Tage, Wochen, Monate und Jahre darstellbar sein. Auch sollte die Meßwerteinheit beliebig spreizbar sein. Gewünscht ist ferner die gleichzeitige Darstellung beliebiger Meßdaten, wobei die Unterscheidung sowohl farbig als auch durch unterschiedliche Liniendarstellung möglich sein muß.

g) Prozeßbilder
Der Aufbau aller Prozeßbilder ist auf den darzustellenden Informationsumfang auf die Übersichtlichkeit und auf eventuelle Bildschirmbedienung (Bildschirmsteuerung) abzustimmen.

Bei größeren Kläranlagen sollte der gesamte Prozeßverlauf für die gesamte Anlage einschließlich der Informationen über einzelnen Detailbereich in Prozeßbildform dargestellt werden. Bei Anlagen dieser Art sollten statische Bilder in Farbgraphik dargestellt werden, in denen aktuelle Analogwerte, Digitalwerte, Zählwerte usw. dynamisch in einem relativ kurzen Zyklus erneuert werden. Zustände und Störungen sollten dabei gut erkennbar dargestellt sein.

h) Steuerung über Prozeßbilder
Über Cursorverschiebung mittels Maus, Rollkugel oder Joystick kann eine Befehls- und Sollwertausgabe vorgesehen werden. Empfehlenswert ist, daß der Cursor dabei nur auf fest vorprogrammierte Befehls-Empfangsstellen springen kann und vor der eigentlichen Ausgabe des Befehls eine nochmalige Bestätigung, beispielsweise durch Drücken einer eigenen Taste erfolgt.

6.2 Prozeßspezifische Aufgaben

Dem Umfang von prozeßspezifischen Aufgaben sind kaum Grenzen gesetzt. Dazu gehören unter anderem:

- Steuer- und Regelfunktionen für den unmittelbaren Prozeß
- Ermittlung von Sollwerten aus anderen Prozeßdaten für den Prozeß
- Verknüpfungen und Verriegelungsaufgaben
- Auswertung von externen Meßwerten, z.B. aus dem Verbandsgebiet
- Externer Lesezugriff (Bereitstellung von Prozeßdaten für externe Verfahrensüberwachung)
- Bereitstellung von Stör-, Alarm- oder Zustandsmeldungen für Fernübertragung oder Fernmeldung (z.B. für Bereitschaftsdienst)

6.3 Detailsystemanalyse und Pflichtenheft

Vom Planer oder vom Betreiber sind die Aufgaben, welche durch die Software zu erfüllen sind, in einer möglichst umfangreichen Funktionsbeschreibung festzuhalten. Dieses Pflichtenheft dient ind er Folge dem Auftragnehmer für die Erstellung der Software.

Vorher ist jedoch eine möglichst genaue Detailsystemanalyse vom Softwarehersteller durchzuführen, wobei dabei selbstverständlich das planende Ingenieurbüro, der Betreiber und alle für die angrenzenden Prozesse zuständigen Firmen mit einzubeziehen sind.

Verfasser: DEMETZ Hans-Walter, Ing.
ILF-Ingenieurgemeinschaft Lässer - Feizlmayr
Framsweg 16
6020 Innsbruck

GERUCHSPROBLEME AUF KLÄRANLAGEN

H. Blöch

1. EINLEITUNG

Mit der sprunghaften, erfreulichen Entwicklung der Abwasserreinigung in Österreich ist heute die Kläranlage mitunter nicht nur als Löser von Umweltproblemen im Gespräch, sondern auch als Verursacher.

Lange Jahre und Jahrzehnte waren Geruchsemissionen im Zusammenhang mit Abwasseranlagen offenbar kein wesentliches Problem. In den letzten Jahren dagegen hat die Zahl von Beschwerden und Konflikten zugenommen - nicht nur in Österreich, sondern auch in anderen vergleichbaren Ländern.

Das Standardwerk "Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik", herausgegeben von der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) widmet den Geruchsemissionen

* in seiner 1. Auflage (1967/69) einen kurzen Absatz (im Zusammenhang mit Industrieabwasserreinigung),
* in seiner 2. Auflage (1973/78) schon 18 Seiten, und
* in seiner 3. Auflage (1985) schließlich ein ganzes Kapitel mit fast 100 Seiten.

Ursachen für diese Entwicklung sind unter anderem

* Steigerung der Zahl der Kläranlagen dank der Bemühungen um die Gewässerreinhaltung - bei gleichzeitiger Ausdehnung der Siedlungsräume,

* mündige Bürger und eine kritische Öffentlichkeit, die störende Zustände nicht mehr einfach hinnehmen, sondern hinterfragen (sei es als Einzelpersonen, in Bürgerinitiativen, in den Massenmedien, oder in letzter Konsequenz auch vor Gericht),

* Fehler der Vergangenheit
  (Fehler bei Standort- und Systemwahl der Kläranlage, oft aber auch Fehler im Bereich der örtlichen Raumordnung und der Erteilung von Baubewilligungen für Wohnhäuser neben Kläranlagen).

Die folgenden Ausführungen sollen einen Überblick geben über

* anatomische und physiologische Grundlagen der Geruchswahrnehmung,
* Komponenten von Gerüchen,
* Messung / Erfassung von Gerüchen,
* Quellen von Gerüchen bei Kläranlagen,
* Vermeidungs- und Behandlungsmaßnahmen,
* rechtliche Rahmenbedingungen
  (Verwaltungsrecht, Zivilrecht, Strafrecht).

Sie basieren ganz wesentlich auch auf der bisherigen Arbeit einer Arbeitsgruppe in der Fachgruppe Abwasser- und Abfalltechnik des österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes (ÖWWV).

2. GRUNDLAGEN DER GERUCHSWAHRNEHMUNG

Geruch ist keine Stoffkonstante, sondern eine Wirkgröße. Die Geruchswahrnehmung beruht auf einer selektiven Reaktion zwischen flüchtigen chemischen Verbindungen und hochspezialisierten Sinneszellen (BOECKH und ALTNER, 1976).

Die Grenze der Wahrnehmbarkeit - der Schwellenwert - liegt für manche Substanzen extrem niedrig. Dies kann angenehme, aber auch unangenehme Seiten haben: Tabelle 1.

Geruchsintensive Substanz	Geruch	Geruchsschwellen-wert in ppb
β-Ionon	Himbeere	0,005 ppb
2-Methoxy-3-isobutyl -pyrazin	Paprika	0,002 ppb
Skatol (Methylindol)	Fäulnis	0,00007 - 19 ppb
Dimethyltrisulfid	Fäulnis	0,01 ppb

Tabelle 1: Einige Geruchsstoffe und Geruchsschwellenwerte aus wäßrigen Lösungen (nach JAGER et al., 1979, und MATTHEWS, 1976)

Die Geruchsempfindung wird beim Menschen durch rund 10 bis 25 Millionen Riechzellen vermittelt. Sie liegen als Riechepithel in der Kuppel der Nasenhöhle in der sogenannten Riechregion (Regio olfactoria).

Wegen dieser Lage der Riechregion hoch in der Nase gelangt normalerweise die Einatmungsluft nicht direkt in die

Riechregion; sie wird vielmehr - abhängig von der Strömungsgeschwindigkeit - nur durch Wirbelbildung am

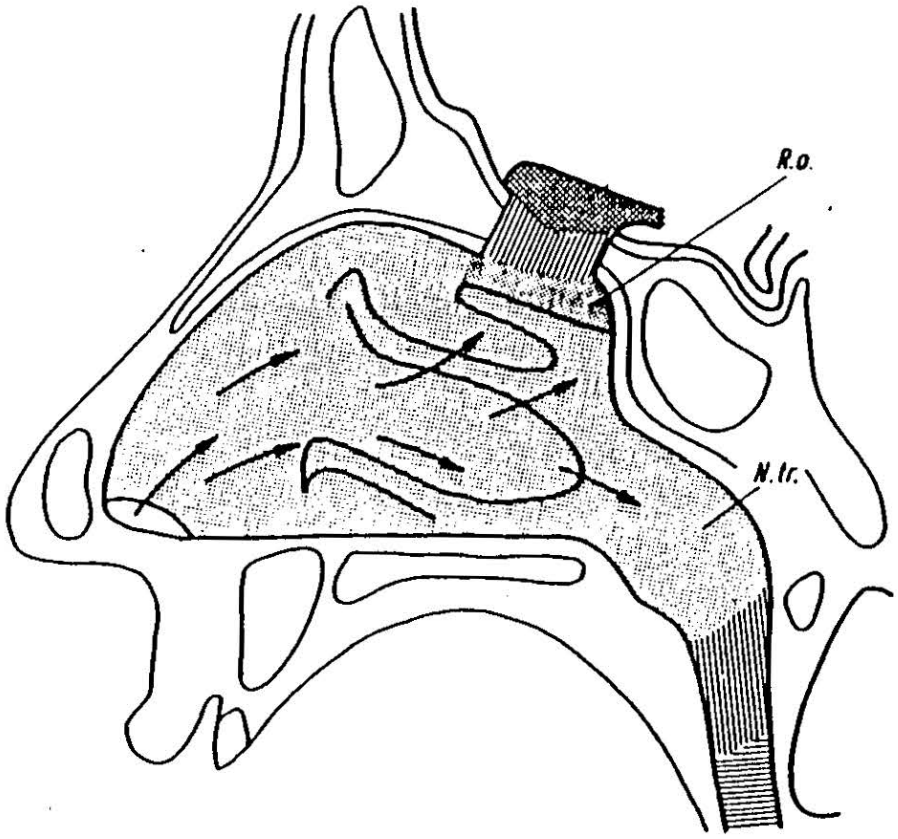


Abbildung 1: Schematische Darstellung des menschlichen Nasen-Rachen-Raumes (nach SCHMIDT, in ATV Lehr- und Handbuch)

Hinterrand der oberen Nasenmuschel dorthin umgelenkt. Diese Wirbelbildung kann durch "Schnüffeln" verstärkt werden; darunter versteht man eine stoßweise beschleunigte Einatmung, bei der die Frontgeschwindigkeit des Luftstroms auf das 2- bis 4fache des Normalwertes gesteigert werden kann.

Physiologische Voraussetzung für das Zustandekommen einer Erregung der Riechzellen ist der Kontakt der Außenseite dieser Zellen mit Geruchsstoffmolekülen. Diese Außenseite ist schleimbedeckt und zur Oberflächenvergrößerung mit vielen kleinen Fortsätzen (Microvilli) besetzt. Die Anzahl

der erregend wirkenden Geruchsstoffmoleküle ist abhängig von ihrer Konzentration in der Atemluft.

Damit überhaupt Geruchsstoffe an die Riechzellen gelangen, müssen bestimmte Voraussetzungen erfüllt sein:

* Die Luftpassage durch die Nase darf nicht behindert sein.
* Die Geruchsstoffe müssen hinreichend flüchtig und - - für die Durchdringung der Schleimschicht auf den Riechzellen - hinreichend wasserlöslich sein.
* Schließlich ist noch eine gewisse Fettlöslichkeit erforderlich, damit der Geruchsstoff in die lipidhaltige Membran der Riechzellen oberflächlich eindringen kann.

Als wahrscheinlichster Primärmechanismus bei der Riechzellenerregung gilt heute eine Schlüssel-Schloß-Vorstellung, nach der die Geruchsstoffmoleküle am Rezeptor angelagert werden, um diesen zu erregen. Nach den allgemeinen Konventionen der Psychologie, Neurophysiologie und Psychophysiologie führt eine Erregung "primärer corticaler Sinneszentren" zu einer für den betreffenden "Sinneskanal" spezifischen Empfindung. Sekundäre, den primären benachbarte corticale Zellen sollen als "Gedächtnisfelder" für die jeweiligen sinneskanal-spezifischen Empfindungen dienen, und durch die Einschaltung tertiärer Projektionszentren kommt es schließlich zum assoziativen Vergleich der aufgenommenen Empfindungen mit gespeicherten Erfahrungen und damit zur "Wahrnehmung". Wahrnehmung ist also die "reflektierte Informations-aufnahme", die erst zur Erkennung eines Gegenstandes, auch seines Geruches führt.

Physiologische Grundlage der Geruchsempfindung ist eine Depolarisation der Riechzellenmembran, die bei ausreichend hoher Amplitude (kritisches Membranschwellenpotential) zu einer über die Riechnerven zentralwärts fortgeleiteten

Erregung führt. Das Überschreiten des kritischen Membranschwellenpotentials durch eine ausreichend große Zahl von Riechstoffmolekülen ist eine notwendige, aber nicht hinreichende Bedingung für das Auftreten von Geruchsempfindungen, die der Bestimmung von Geruchsschwellen zugrundeliegen. Schwellen sind geruchsstoff-, aber auch personenspezifisch.

Alle Schwellen können Schwankungen (teilweise erheblichen Ausmaßes) unterliegen, je nachdem, welcher Geruchsstoff benutzt wird, und welche individuellen Bedingungen bei den Versuchspersonen vorliegen. Diese Schwellen können auch krankhaft verändert sein:

* Hyposmie (krankhafte Schwellensteigerung - also Empfindlichkeitsminderungen), und
* Anosmie (vollständiger Ausfall des Geruchssinnes)

sind sehr selten angeboren, aber häufig bedingt durch Störungen des Reizantransportes zum Riechepithel

* Hyperosmien (krankhafte Schwellenabsenkungen)

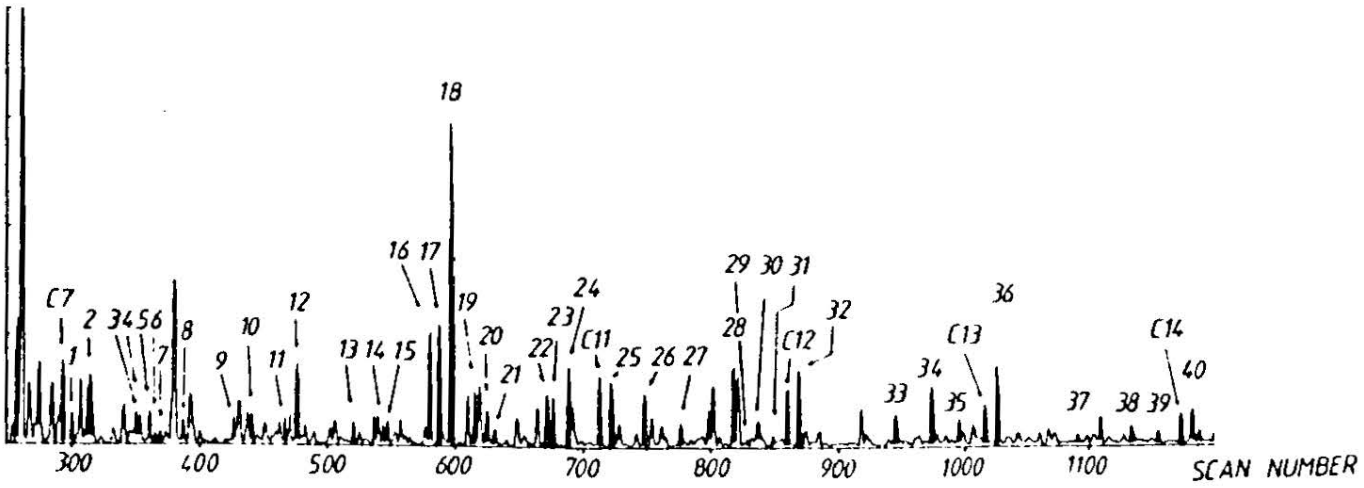
sind extrem selten. Häufiger treten aber

* Kakosmien auf (subjektive Wahrnehmung übler Gerüche, ohne daß ein zugehöriges Reizsubstrat vorliegt).

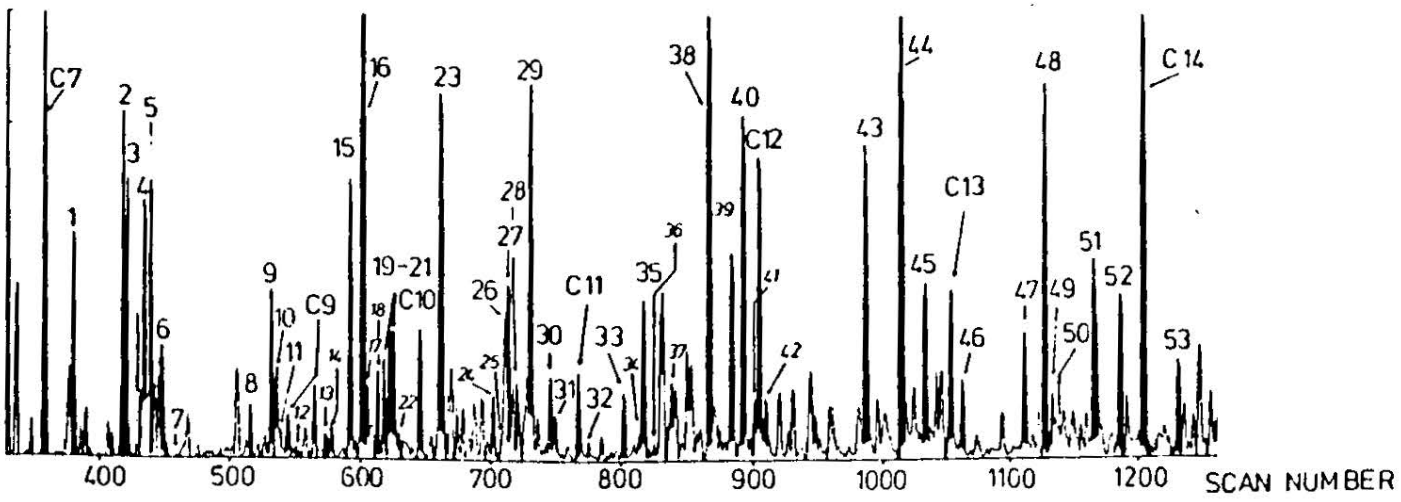
(nach KRASEL, 1985).

3. KOMPONENTEN VON GERÜCHEN

Gerüche werden meist durch die Einwirkung einer komplexen Mischung von vielen geruchsaktiven Substanzen hervorgerufen. Im allgemeinen ist es heute noch nicht möglich, den Anteil einzelner Verbindungen an der Geruchswahrnehmung festzustellen. Unser derzeitiges Wissen über die Geruchswahrnehmung bezieht sich daher zum größten Teil auf die Wirkung reiner, einzelner Geruchsstoffe.



Luftprobe aus dem Frischschlammpumpenhaus



Luftprobe aus der thermischen Schlammkonditionierung

Abbildung 2: Gaschromatogramm (Ausschnitt) einer Luftprobe aus einem Frischschlammpumpenhaus und einer thermischen Schlammkonditionierungsanlage (HAGENGUTH et al. 1981)

Einige für Kläranlagen typische und identifizierte geruchsaktive Substanzen und ihre Herkunft zeigt die Übersicht in Tabelle 2.

Name	Herkunft	Geruchs-schwelle (ppm)
Schwefelwasserstoff	Sulfatreduktion	$1,1.10^{-3}$ - $8,1.10^{-3}$
Mercaptane	anaerober Proteinabbau	
Methylmercaptan	(Cystin, Cystein,	$1,0.10^{-3}$ - $4,1.10^{-2}$
Äthylmercaptan	Methionin)	$1,6.10^{-5}$ - $5,1.10^{-4}$
n-Propylmercaptan		$7,5.10^{-6}$ - $1,6.10^{-3}$
n-Butylmercaptan		$8,2.10^{-4}$ - 6.10^{-3}
Thioäther (Sulfide)	anaerober Proteinabbau	
Dimethylsulfid	(Cystin, Cystein,	$1,5.10^{-3}$ - 2.10^{-2}
Diäthylsulfid	Methionin)	$2,5.10^{-4}$ - 6.10^{-4}
Disulfide	anaerober Proteinabbau	
Dimethyldisulfid	(Cystin, Cystein,	
Diäthyldisulfid	Methionin; Luftoxidation von Mercaptanen	$5,4.10^{-5}$
Trisulfide	anaerober Proteinabbau	
Dimethyltrisulfid		
Thiophene		
Thiazole		
Benzothiazol		
Ammoniak	Harnstoffabbau	$1,9.10^{-2}$ - 5,5
Amine	anaerober und/oder	
Methylamin	thermisch induzierter	3,3
Äthylamin	Proteinabbau	
Dimethylamin		$2,1.10^{-2}$ - 23
Trimethylamin		1,7
Putrescin		
Cadaverin		
Pyrazine	anaerober und/oder	
2-Methylpyrazin	thermisch induzierter Proteinabbau	
Pyridin		$1,3.10^{-2}$ - 0,82
Indol	anaerober Proteinabbau	
Skatol (Methylindol)	(Tryptophan)	$7,5.10^{-8}$ - $1,9.10^{-2}$
Acetamid		
Fettsäuren	anaerober Abbau,	
Buttersäure	hydrolytischer Abbau	$2,8.10^{-4}$ - $5,6.10^{-4}$
n-Valeriansäure	von Fetten	$6,0.10^{-4}$
Phenol	Ligninabbau	$4,7.10^{-2}$ - 5,9
p-Kresol		$4,7.10^{-4}$
(p-Methylphenol)		

Tabelle 2: Einige identifizierte Komponenten in Geruchsemissionen aus kommunalen Kläranlagen (nach MATTHEWS, 1976, in: BARTL, 1979)

4. MESSUNG / ERFASSUNG VON GERÜCHEN

Als physiologische Wirkgröße kann Geruch nicht durch chemische oder physikalische Verfahren analytisch exakt gemessen werden:

* "Meßbar" im weiteren Sinne ist Geruch nur durch sensorische Verfahren (Olfaktometrie).

* Analytische Verfahren dagegen können selektiv einzelne geruchsaktive Verbindungen oder summarisch bestimmte Parameter (z.B. den organischen Kohlenstoff) erfassen.

4.1.Sensorische Verfahren

Bei der Olfaktometrie wird als Detektor die menschliche Nase eingesetzt. Um Schwankungen in der Wahrnehmung einzelner Versuchspersonen auszugleichen (und so die "durchschnittliche Nase" zu ermitteln), werden mehrere Versuchspersonen als Probandenkollektiv eingesetzt.
Ihnen werden in verschiedenen Verdünnungen Mischungen aus geruchsneutraler und geruchsbeladener Luft dargeboten. Jenes Verdünnungsverhältnis, bei dem die Hälfte der Versuchspersonen eine Luftmischung eben noch von Reinluft unterscheidet, ist die Kenngröße für die Stärke eines Geruches. Die Versuchsanordnung und -auswertung ist in der VDI-Richtlinie 3881 "Olfaktometrie; Geruchsschwellenbestimmung" als Regel der Technik beschrieben.

4.2. Summarische analytische Verfahren

Geruchsaktive Substanzen sind in vielen Fällen organische Kohlenstoffverbindungen. In bestimmten Fällen kann deshalb der organische Kohlenstoff (TOC) ein Maß für den Geruchsstoffgehalt darstellen. Breiter anwendbar kann dieses Verfahren aber wegen der oft vorhandenen hohen

Konzentrationen an Kohlenstoff-Verbindungen ohne besondere Geruchsaktivität nicht sein.

4.3. Chromatographische Verfahren

Die Verfahren der Gaschromatographie (GC) und der Hochdruckflüssigchromatographie (HPLC) bieten heute - verbunden mit Anreicherungstechniken vor der eigentlichen Analyse und unter Einsatz verschiedenster Detektoren - hohe Empfindlichkeiten bzw. niedrige Erfassungsgrenzen bei Einzelsubstanzen. Die Anforderung an die Detektoren, Empfindlichkeiten im Bereich jener der Nase zu erzielen, ist in vielen Fällen schon erreicht, wie die Übersicht nach SYDOW, 1975, im ATV-Lehr- und Handbuch zeigt:

	logarithmische Detektorempfindlichkeit in g					
Substanz	Nase	WLD	FID	ECD	MS	MIS
n-Hexanal	-8	-7	-10	-10	-8	-10
n-Decanal	-10	-7	-10	-10	-8	-10
Äthylbutyrat	-8	-7	-10	-11	-8	-10
Methylmercaptan	-10	-7	-9	-10	-8	-10
Dimethyl-disulfid	-9	-7	-10	-10	-8	-10
Dimethyl-trisulfid	-11	-7	-10	-10	-8	-10
Pyridin	-8	-7	-10	-10	-8	-10

WLD = Wärmeleitfähigkeitsdetektor
FID = Flammenionisationsdetektor
ECD = Electron Capture Detector
MS = Massenspektrometer
MIS = Multiple Ion Selector

Tabelle 3: Detektorenempfindlichkeiten und Empfindlichkeit der menschlichen Nase (auszugsweise nach SYDOW, 1975)

Bei allen Fortschritten in dieser instrumentellen Analysentechnik stellt sich aber nach wie vor die Kernfrage der Zuordnung von Meßwerten einzelner Verbindungen zur Wahrnehmung "Geruch": Bis heute ist es nicht möglich, mit Sicherheit die "Leitkomponente" unter der Vielzahl geruchsaktiver Stoffe aus einer Kläranlage zu definieren, deren Meßwerte sicher mit der Geruchswahrnehmung korreliert. Für die regelmäßige Überwachung von Emissionen sind diese Verfahren auch zu aufwendig. Für die Ursacheneingrenzung und -bekämpfung können sie dagegen mitunter hilfreich sein.

5. QUELLEN VON GERÜCHEN BEI KLÄRANLAGEN

Im Bereich einer Kläranlage ist zu unterscheiden zwischen

* Gerüchen aus dem Abwasser, und
* Gerüchen aus Schlamm, Sandfang- und Rechengut.

Die Tafel nach RUDOLPH (nächste Seite) - u.a. auch enthalten im ATV-Merkblatt M 255 und im ATV-Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, gibt eine grundlegende Übersicht und Prioritätensetzung. Je nach Beschaffenheit des Abwassers, z.B. durch angeschlossene Gewerbe- und Industriebetriebe, können sich im Einzelfall auch andere Bewertungen ergeben.

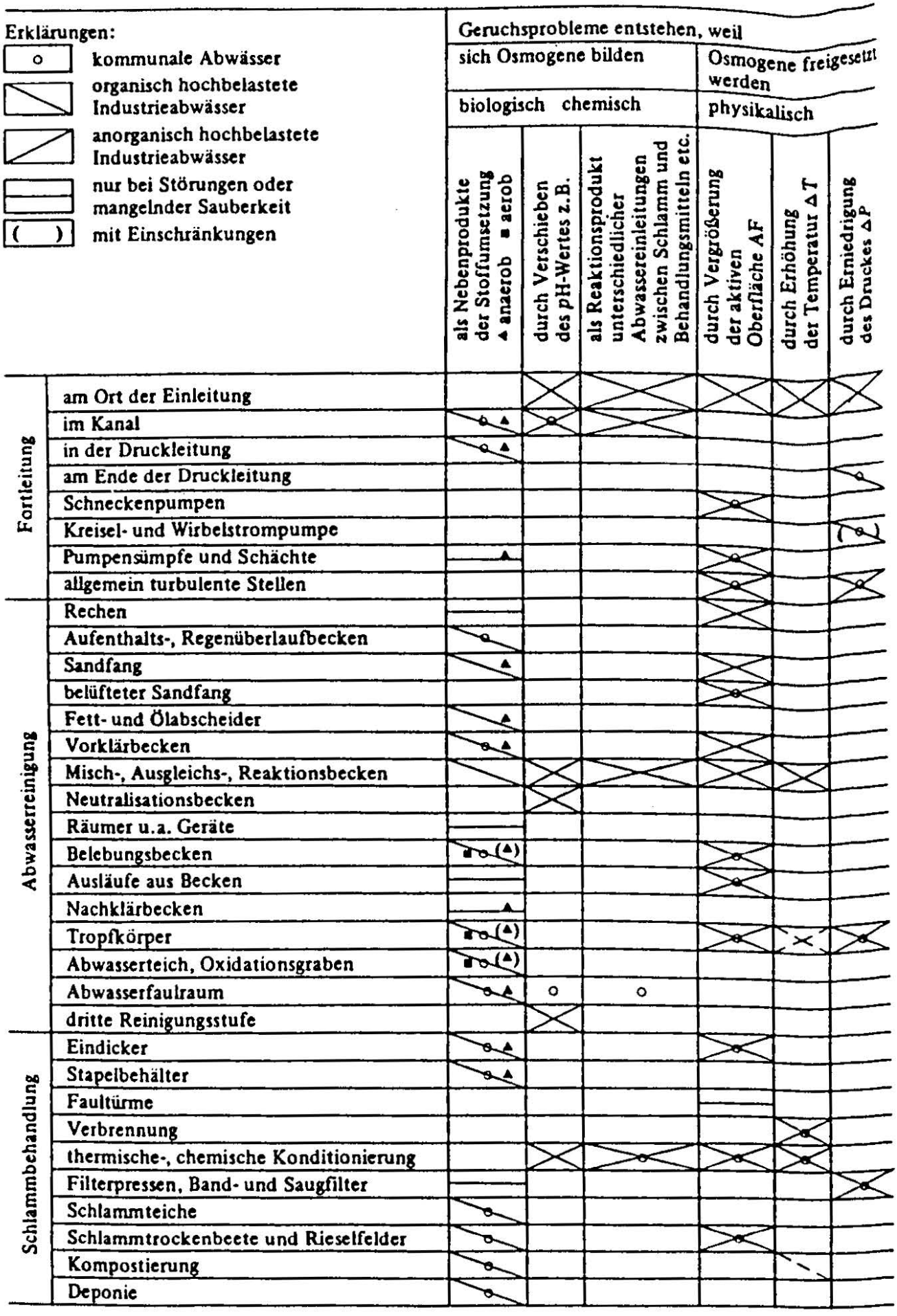


Tabelle 4: Mögliche Geruchsquellen bei der Abwasserbehandlung (nach RUDOLPH, in: ATV-Merkblatt M 255)

6.1. VERMEIDUNGSMASSNAHMEN

Vermeidungsmaßnahmen können und sollen einerseits auf der Immissionsseite (Standort der Kläranlage im Vergleich zu Wohngebiet) und andererseits auf der Emissionsseite (Wahl des Reinigungs- und Schlammbehandlungssystems, bauliche und betriebliche Maßnahmen) greifen.

Standortwahl

* Kläranlagen sollen einen ausreichenden Abstand von der nächstgelegenen Siedlung haben, als Soll-Wert sind nicht unter 300 m anzustreben.
* Der Kläranlagenstandort soll möglichst abgeschirmt bzw. uneinsehbar sein.
* Windrichtungsverteilungen sind zusätzlich bei der Standortwahl zu berücksichtigen.
* Beim Grundankauf sind Erweiterungsflächen sowie Flächen für Abschirmungsmaßnahmen und für eine orts- und landschaftsbildgerechte Gestaltung mit vorzusehen.
* Nach Festlegung eines Kläranlagenstandortes sind die umliegenden Grünlandwidmungen unter allen Umständen beizubehalten (Festlegung im örtlichen Raumordnungsprogramm bzw. Flächenwidmungsplan).

Planungsvorarbeiten

* Standortwahl und Wahl des Reinigungssystems für die Kläranlage und für die Schlammbehandlung müssen Hand in Hand gehen.
* Möglichst frühzeitig sollen sowohl die Entscheidungsträger wie die Bevölkerung mit einbezogen werden.
* Besichtigungen vergleichbarer Kläranlagen können die künftige Kläranlage leichter "greifbar" machen und ermöglichen auch Gespräche mit Nachbarn und

Entscheidungsträgern bei diesen besichtigten Anlagen.

Planung und Betrieb der mechanischen Reinigungsstufe

Kritische Punkte können sein:

* Lange Aufenthaltszeit des Abwassers in der Kanalisation, in der Folge
* Strippeffekte bei Schneckenhebewerken und bei belüfteten Sandfängen
* ungenügende Wartung von Fettabscheidern, zu lange Lagerung von Rechen- und Sandfanggut
* verzögerte Reinigung von Regenbecken nach Niederschlagsereignissen
* überhöhte Aufenthaltszeiten in Absetzbecken (keine Teilungsmöglichkeit bei Teilauslastung, überhöhte Fremdwasserannahmen)
* Abzug von Primärschlamm in nicht abgedichtete Pumpensümpfe

Planung und Betrieb der biologischen Reinigungsstufe

Wichtige Punkte bei üblichen aerob-biologischen Reinigungsverfahren sind insbesondere:

* ausreichende Sauerstoffversorgung
* Einmischung von Abwasser und Rücklaufschlamm an der Sohle des Belebungsbeckens
* Vermeidung von Toträumen mit Tendenz zu Ablagerungen
* ausreichende Belüftungsreserven für absehbare Stoßbelastungen
* bei Tropfkörpern gleichmäßige Beaufschlagung der gesamten Tropfkörperoberfläche, ausreichende Spülwirkung und ausreichende Belüftung zur Deckung des Sauerstoffbedarfs

Bei anaerob-biologischen Reinigungsverfahren ist nach dieser

Reinigungsstufe grundsätzlich mit einem mehr oder weniger geruchsbeladenen Abwasser zu rechnen. Die Förderung in die notwendige aerobe Nachreinigung ist unter Vermeidung von Möglichkeiten zur Geruchsentwicklung durchzuführen (bei anaerob vorgereinigten Betriebsabwässern getrennte Direktleitung in die Kläranlage, Vermeidung einer Ableitung über die kommunale Kanaliation, oder aber aerob-biologische Geruchsfreimachung)

Schlammbehandlung

Die Anlagenteile zur Schlammbehandlung sind Hauptquellen für ein mögliches Auftreten von Geruchemissionen. Deshalb sind alle anfallenden Schlämme jeweils ohne unnötige Lagerzeiten weiterzubehandeln. Geruchsemissionen sind überall dort zu erwarten, wo Klärschlamm mit der freien Luftströmung in Kontakt tritt.

Schlammbehandlungsschritte vor der Stabilisierung führen häufig zu Geruchsemissionen, weil in diesem Stadium einige leicht fäulnisfähige Schlamminhaltsstoffe unter Freisetzung geruchsintensiver Stoffe abgebaut werden (siehe dazu auch Abschnitt 3. Komponenten von Gerüchen).

Die Schlammstabilisierung hat als vorrangiges Ziel die Verminderung von Geruchsemissionen bei der weiteren Schlammbehandlung. Bei aerober Schlammstabilisierung sind wesentliche Geruchsprobleme nicht zu erwarten, wenn die Sauerstoffversorgung und die Durchmischung des Stabilisierungsbeckens ausreichend sind. Bei anaerober Schlammbehandlung stellt auch ein gut ausgefaulter Schlamm eine potentielle Geruchsquelle dar (Schwefelwasserbildung in Abhängigkeit vom Sulfatgehalt des Abwassers).
Zusätzliche Probleme mit Geruchsemissionen können auftreten, wenn die Faulprozeß aus dem Gleichgewicht gerät und es zu

einer Ansammlung von Hydrolyse- und Versäuerungsprodukten im Schlamm kommt.

Zielvorgaben auf dem Sektor der Schlammbehandlung müssen daher sein:

* Führung von nicht ausgefaultem Schlamm nur in geschlossenen Leitungen, nicht in offenen Rinnen o.ä.;
* Abdecken von Schlammschächten, ggf. Abpuffern der stoßweise anfallenden Verdrängungsluft über Ballongasometer
* Abdeckung von Voreindickern; wenn notwendig Erfassung und Behandlung der Abluft.
* Minimierung der Geruchsentwicklung vom Trübwasser durch Messung und Steuerung des Schlammspiegels
* Faultürme: dichte Ausführung der Schachtabdeckungen und -abdichtungen im Bereich der Faulturmköpfe
  Schlammwasserableitung in die Kläranlage, sodaß sofortige Verdünnung eintritt und keine Strippung erfolgt (nicht über offenes Hebewerk bzw. belüfteten Sandfang führen)
* Schlammentwässerungsanlagen: Einhausung, sowie gezielte Be- und Entlüftung der Räume; bei Konditionierung + + Hygienisierung durch Kalkung Ammoniak-Strippung durch pH-Verschiebung, daher schon aus Gründen des Dienstnehmerschutzes Absaugung notwendig.
  Entwässerungsanlagen für Rohschlämme: Abluftbehandlung grundsätzlich vorzusehen
* Schlammtrockung: möglichst Verringerung Abluftmengen durch geeignete Brüdenkondensation, Abluftbehandlung für die verbleibenden Restmengen an nicht oder schwer kondensierbaren Gasen.

Fäkalschlammübernahmestationen

* Übernahme nur in geschlossenen Systemen, eventuell Gaspendelleitungen für Rücknahme der verdrängten Luft aus dem Übernahmebunker in den Transporttank
* kurze Stapelzeiten des Fäkalschlamms im Bunker
* Sauberkeit im Übernahmebereich; Übernahme nur bei Anwesenheit von Kläranlagenpersonal

6.2. ABLUFTBEHANDLUNGSMASSNAHMEN

Führen Vermeidungsmaßnahmen baulicher und betrieblicher Art nicht zu einer Abstellung oder Minimierung der Geruchsprobleme, ergibt sich die Notwendigkeit, geruchsemittierende Teile der Kläranlage nach Kapselung bzw. Einhausung an eine geeignete Abluftbehandlungsanlage (Desodorierung) anzuschließen.

Die folgenden Verfahrensprinzipien können zur Desodorierung von Abluft verwendet werden:

Verfahrensprinzip	Mögliches Verfahren
biochemisch (Oxidation)	Einblasen in Belebung
	Biofilter
	Biowäscher
chemisch	Chemische Wäscher
(Oxidation / Bindung)	Thermische Oxidation
	Katalytische Oxidation
	Trockenozonisierung
physikalisch	adsorptiv:
(nur Entnahme)	meist Aktivkohle
	absorptiv:
	Reinwasserwäscher

Von diesen möglichen Verfahren werden einzelne deutlich häufiger auf Kläranlagen eingesetzt, andere seltener. Eine Untersuchung in der Bundesrepublik Deutschland bei insgesamt 163 Kläranlagen zeigte

* einen Anteil an Biofiltern von 36 %
* einen Anteil an Chemowäschern von 32 %.

Für Österreich liegen umfassende Erhebungen noch nicht vor, die Biofilter dürften aber deutlich überwiegen.

Abluftbehandlung durch Einblasen in die Belebung

Funktionsprinzip ist das Einblasen von Abluft und Frischluft ins Belebungsbecken, die Absorption im Wasser und Adsorption am Belebtschlamm und der anschließende biologische Abbau durch Mikroorganismen.

Biofilter

Funktionsprinzip ist Führen der Abluft über eine Schicht aus geeignetem Filtermaterial (Kompost, Fasertorf), die Adsorption am Filtermaterial und der anschließende biologische Abbau durch Mikroorganismen in der Filterschicht.

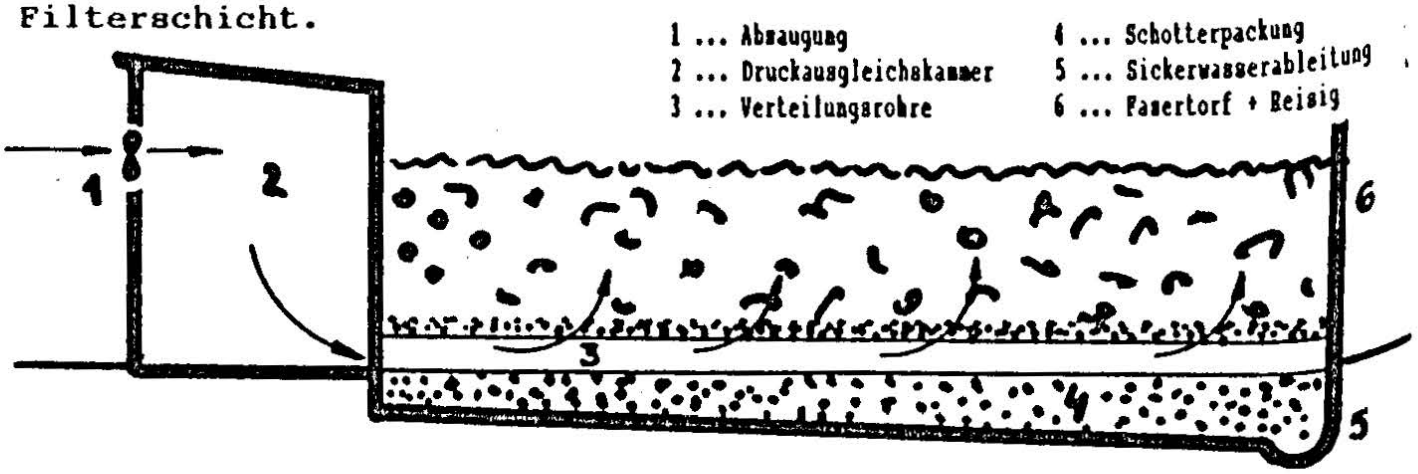


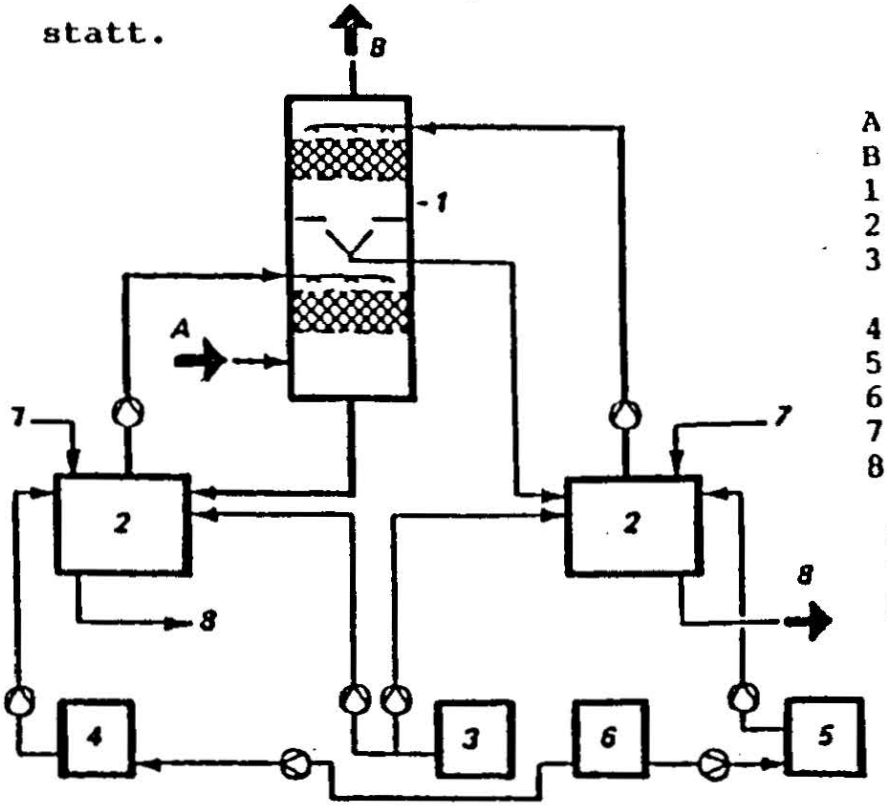
Abbildung 3: Biofilter (nach ZEISIG)

Biofilter für die Behandlung geruchsbeladener Abluft wurden in Österreich mit Erfolg sowohl auf Großkläranlagen (z.B. Hauptkläranlage Wien, Kläranlage Linz-Asten) wie auch auf kleineren Anlagen (z.B. Kläranlage Sollenau) eingesetzt. Sie wurden auch für die Behandlung geruchsbeladener Abluft z.B. aus Knochenverwertungsbetrieben (HARTL, 1984) und Tierkörperbeseitigungsbetrieben eingesetzt. In Bayern wurden Biofilter für die Behandlung der Abluft von Intensivtierhaltungen entwickelt, die weitgehend in Eigenleistung der Landwirte erstellt werden sollen (ZEISIG).

Als Regel der Technik wurde in der Bundesrepublik Deutschland die VDI-Richtlinie 3477 "Biologische Abluftreinigung; Biofilter" erarbeitet. Sie gibt u.a. Auslegungskriterien und Anwendungsbeispiele.

Biowäscher

Funktionsprinzip ist das Waschen der Abluft mit einer Belebtschlammsuspension. Dabei findet eine Absorption im Wasser, eine Adsorption am Belebtschlamm und ein anschließender biologischer Abbau durch Mikroorganismen statt.



A Rohgas
B Reingas
1 Gaswäscher
2 Belebungsbecken
3 Nährstofflösungsbehälter
4 saure Vorlage
5 alkalische Vorlage
6 Phosphat
7 Frischwasser
8 Abwasser

Abbildung 4:
2stufiger Biowäscher (aus VDI 3478)

Biowäscher haben bei Kläranlagen bislang noch keine breite Verwendung gefunden. Bei einem österreichischen Viskoseerzeugungsprinzip laufen dagegen Versuche zur Abluftbehandlung mit einem modifizierten Biowäscher (HACKL, 1987).

Als Regel der Technik wurde in der Bundesrepublik Deutschland die VDI-Richtlinie 3478 "Biologische Abluftreinigung; Biowäscher" erarbeitet.

7. RECHTLICHE RANDBEDINGUNGEN

Bei rechtlichen Betrachtungen rund um eine Kläranlage waren und sind überwiegend die Wasserrechtsbehörden und damit der Vollzug des Wasserrechtsgesetzes gefordert - mit Recht: Mit der Zielsetzung "Gewässerreinhaltung" standen und stehen Fragen der Reinigungsleistung und der Prozeßstabilität von Kläranlagen im Vordergrund der Betrachtungen von Planern und Betreibern.

Für Geruchsprobleme dagegen ist der Rahmen der Rechtsnormen, die in Frage kommen (können), deutlich umfangreicher:

* Wasserrechtsgesetz
* baurechtliche Bestimmungen in den einzelnen Bundesländern
* Gewerbeordnung (bei Kläranlagen, die eine gewerbliche Betriebsanlage oder Teil davon sind)
* Allgemeines Bürgerliches Gesetzbuch
* Umweltstrafrecht (Strafgesetzbuch)

7.1. Wasserrechtsgesetz 1959

Das Wasserrechtsgesetz ist für Fragen der Geruchsbelästigung ein wenig geeignetes Instrument; seine Zielvorgabe ist eben im Zusammenhang mit Kanalisationen und Kläranlagen primär die Reinhaltung der Gewässer.

Ansatzmöglichkeiten können allenfalls bieten:

* § 32 Abs.4 (Bewilligungspflicht für Indirekteinleiter, z.B. aus Industrie und Gewerbe), sowie
* § 105 (öffentliche Interessen)

§ 32 (4) Wer Einbringungen in eine bewilligte Kanalisationsanlage mit Zustimmung ihres Eigentümers vornimmt, bedarf für den Anschluß in der Regel keiner wasserrechtlichen Bewilligung. Das Kanalisationsunternehmen bleibt dafür verantwortlich, daß seine wasserrechtliche Bewilligung zur Einbringung in den Vorfluter weder überschritten noch die Wirksamkeit vorhandener Reinigungsanlagen beeinträchtigt wird.

Der Landeshauptmann von Niederösterreich als Wasserrechtsbehörde hat dazu die Frage des "Regelfalles" bzw. "Nicht-Regelfalles" wie folgt interpretiert:

Eine wasserrechtliche Bewilligungspflicht für einen "Indirekteinleiter" ist insbesondere gegeben, wenn

* die Abwässer des Einbringers mengen- oder inhaltsstoffmäßig eine wesentliche Auswirkung auf Auslegung und / oder Betriebsweise der kommunalen Anlagen mit sich bringen,

* eine besondere innerbetriebliche Abwasseraufbereitung

oder -vorreinigung vorhanden oder notwendig ist.

Vergleichbare Aussagen finden sich auch bei KREMLA 1984, und in den Ergebnisse der gesamtösterreichischen Wasserrechtsreferententagung (BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT, 1984). OBERLEITNER, 1986, hält fest, daß die Einbringung dann wasserrechtlich relevant sei, wenn durch sie die Einbringung von Schadstoffen in den Vorfluter wesentlich beeinflußt wird.

Eine Eingriffsmöglichkeit der Wasserrechtsbehörde im Falle von Geruchsbelästigungen aus Kanälen und Kläranlagen - verursacht durch einen "Indirekteinleiter" - setzt also die Bewilligungspflicht im Sinne des § 32 Abs.4 voraus. Dieser ist aber primär unter dem Aspekt der Abwassermenge und Abwasserqualität zu sehen, solange die Zustimmung des Eigentümers der Kanalisationsanlage vorliegt. Wenn dagegen der Eigentümer der öffentlichen Kanalisation und Kläranlage der Indirekteinleitung nicht zugestimmt hat, kann jedenfalls kein "Regelfall" vorliegen.

§ 105: Im öffentlichen Interesse kann ein Unternehmen insbesondere dann als unzulässig angesehen werden oder nur unter entsprechenden Bedingungen bewilligt werden, wenn:

a) ... gesundheitsschädliche Folgen zu befürchten wären;
.....

Die Auslegung dieser Bestimmung ist in ihrer Durchsetzung jedoch restriktiv zu sehen. Der Verwaltungsgerichtshof dazu:

"Geruchsauswirkungen werden durch eine nach § 32 erteilte Bewilligung nicht erfaßt. Sie im wohlverstandenen öffentlichen Interesse möglichst hintanzuhalten, ist Sache der Wasserrechtsbehörde im Sinne des § 105. Doch steht auf

die Wahrnehmung solcher Interessen und ihre Berücksichtigung im Rahmen der zu erteilenden Bewilligung niemandem ein Rechtsanspruch zu. Es mag dem durch Geruchsauswirkungen betroffenen Grundeigentümer aber unbenommen sein, den Schutz vor unzumutbaren Immissionen im Sinne der einschlägigen zivilrechtlichen Bestimmungen anzustreben." (Erkenntnisse vom 7. Febr. 1969, Slg.7506; 27. Nov. 1970, Zl. 1897/70 und 1898/70; in GRABMAYR- ROSSMANN).

Im Sinne einer bürgernahen Verwaltung werden damit die Wasserrechtsbehörden und ihre Sachverständigen sinnvollerweise in informellem Verwaltungshandeln
* möglichst frühzeitig und
* unter Information und Einbindung der Betroffenen

mögliche Konflikte zwischen den legitimen Interessen der Gewässerreinhaltung und dem - ebenso legitimen - Anspruch auf ein Leben und Wohnen ohne unzumutbare Belästigungen zu definieren und nach Möglichkeit zu lösen haben.

Die Erfahrungen im Bundesland Niederösterreich bestärken uns, diesen Weg weiterzugehen.

Die formale Handlungsmöglichkeit der Wasserrechtsbehörden ist dagegen beschränkt (dazu auch RASCHAUER, 1988, und OBERLEITNER, 1987).

7.2. BAUORDNUNGEN DER LÄNDER

Die Bauordnungen der Länder enthalten auch Bestimmungen zum Schutz von Nachbarn vor Belästigungen; die Formulierungen sind teilweise unterschiedlich, teilweise auch fast gleichlautend in den einzelnen Landesgesetzen.

Zwei deutlich unterschiedliche Tendenzen sind aber festzu-

stellen:

* Die Rechtsstellung des Nachbarn in seinem durchsetzbaren Anspruch auf Schutz vor Immissionen ist von Bundesland zu Bundesland stark unterschiedlich:

  So hat im Bundesland Niederösterreich in einem sehr weitem Sinne Parteistellung als Nachbar, wer durch ein Vorhaben in seinen subjektiv-öffentlichen Rechten berührt (verletzt) werden kann:
  § 118 Abs.8 und 9 Niederösterreichische Bauordnung

  Im Bundesland Salzburg dagegen ist die Parteistellung und damit die formale Mitsprache von Nachbarn stark eingeschränkt durch eine Festlegung in Metern (die von Immissionen nicht immer eingehalten werden kann):
  § 7 Abs.1 lit.a Salzburger Baupolizeigesetz

* Der Schutz des Nachbarn vor Immissionen findet sich expressis verbis in der Burgenländischen, Oberösterreichischen und Wiener Bauordnung; in anderen Landesgesetzes (z.B. Niederösterreichische Bauordnung, Tiroler Bauordnung) wird dieses Ziel bei der Beschreibung der subjektiv-öffentlichen Rechte (sanitäre Rücksichten wegen ihres Einflusses auf die Umgebung) angestrebt.

Allen Bauordnungen gemeinsam ist im wesentlichen, daß nachträgliche Auflagen zum Schutz von Nachbarn - z.B. vor Geruchsbelästigung - grundsätzlich nicht vorgesehen sind, also die Rechtskraft der Bewilligung nur unter den Voraussetzungen des § 68 Abs.3 AVG (Allgemeines Verwaltungsverfahrensgesetz) durchbrochen werden kann: Voraussetzung ist aber - konkret im Falle von Geruch - die Beseitigung eines Mißstandes, der das Leben oder die Gesundheit von Menschen gefährdet.
Eine ähnliche Bestimmung enthält auch der § 58a der

Oberösterreichischen Bauordnung ("Gefahr für das Leben oder die körperliche Sicherheit von Menschen ...")

Nachträglichen Umweltschutzauflagen - wie sie z.B. das Wasserrechtsgesetz in § 33 Abs.2 und die Gewerbeordnung in §§ 79, 79a und 82 vorsehen - sind damit enge Grenzen gezogen.

Beispiel: BURGENLÄNDISCHE BAUORDNUNG
"... Schutz der Nachbarn vor Immissionen ..."

§ 31 (1): Bauten müssen in allen ihren Teilen so geplant und ausgeführt werden, daß sie den Bestimmungen dieses Gesetzes und den Erkenntnissen der Wissenschaften entsprechen. Sie müssen daher insbesondere die Anforderungen der ..... Hygiene entsprechen. ...

§ 92 Bauverhandlung. (4): Im Verlaufe der mündlichen Verhandlung ist das Vorhaben auf Kosten des Bewilligungswerbers einer Prüfung zu unterziehen, die sich insbesondere auf ..... die Berücksichtigung der Rechte der Nachbarn zu erstrecken hat.

§ 94 Nachbarrechte. (1) Nachbarn sind im Verfahren gemäß § 92 Parteien (§ 8 AVG 1950). Der Nachbar kann gegen die Erteilung der Baubewilligung mit der Begründung Einwendungen erheben, daß er durch das Vorhaben in seinem subjektiven Recht verletzt wird.
.....
(3) Wird die Verletzung von Vorschriften dieses Gesetzes oder von sonstigen baurechtlichen Vorschriften des Landes behauptet, die nicht nur dem öffentlichen Interesse sondern auch dem Interesse der Nachbarn dienen (öffentlich-rechtliche Einwendung), hat die Baubehörde hierüber im Bescheid (§ 93 Abs.2) zu erkennen und die

Einwendung als unbegründet abzuweisen oder die Bewilligung zu versagen. Öffentlich-rechtliche Vorschriften können insbesondere auf ... Vorschriften, die den Schutz der Nachbarn vor Immissionen zum Gegenstand haben, gestützt werden.

Beispiel: OBERÖSTERREICHISCHE BAUORDNUNG
"... Schutz der Nachbarschaft gegen Immissionen ..."

§ 46 (1) Nachbarn sind die Eigentümer (Miteigentümer) der Grundstücke, die unmittelbar an jene Grundstücke angrenzen, auf denen das Bauvorhaben ausgeführt werden soll, und darüber hinaus jene Grundeigentümer, die durch das Vorhaben voraussichtlich in ihren subjektiven Rechten beeiträchtigt werden können. ...

(3) öffentlich-rechtliche Einwendungen der Nachbarn, die im Baubewilligungsbescheid zu berücksichtigen sind (§ 46 Abs.3), stehen der Erteilung einer Baubewilligung entgegen, wenn sie sachlich gerechtfertigt sind, andern- falls sind sie abzuweisen.

Für Nachbarn einer Kläranlage einschneidend sein können die Ausnahmen von der baubehördlichen Bewilligungspflicht in Oberösterreich:

§ 41 (4) Ausgenommen von der Bewilligungspflicht ... sind:
...
h) wasserrechtlich bewilligungspflichtige Schutz- und Regulierungswasserbauten, Entwässerungsanlagen und Wasser-benutzungsanlagen, soweit es sich hiebei um Bauten handelt, die nicht auch anderen Zwecken dienen; ...

Beispiel: NIEDERÖSTERREICHISCHE BAUORDNUNG:
"... sanitäre Rücksichten wegen ihres Einflusses auf die Umgebung"

§ 27 (1): Planung und Ausführung von Baulichkeiten müssen in allen ihren Teilen den Bestimmungen dieses Gesetzes entsprechen, insbesondere die Anforderungen hinsichtlich ..... des sanitären Verhältnisse erfüllen.

§ 62 (2): Für Baulichkeiten, die ..... Belästigungen der Nachbarn erwarten lassen, welche das örtlich zumutbare Maß übersteigen, sind die zur Abwehr dieser ..... Belästigungen nötigen Vorkehrungen zu treffen;

Der Begriff des "Nachbarn" ist weit gefaßt:
So legt § 118 Abs.8 und 9 fest:
(8) Als Anrainer genießen alle Grundstückseigentümer Parteistellung gemäß § 8 AVG 1950, wenn sie in ihren subjektiv-öffentlichen Rechten berührt werden. .....

(9) Subjektiv-öffentliche Rechte der Anrainer werden durch jene Vorschriften begründet, welche nicht nur den öffentlichen Interessen dienen, sondern im Hinblick auf die räumliche Nähe auch dem Anrainer. Hiezu gehören insbesondere die Bestimmungen über
.....
3. die sanitären Rücksichten wegen ihres Einflusses auf die Umgebung.

"Nachbar" ist damit grundsätzlich, wer durch ein Vorhaben in seinen Rechten berührt werden kann; es ist Aufgabe der Behörde, eine solche Berührung auszuschließen oder auf ein zumutbares / ortsübliches Maß zu reduzieren.

Umfassend dazu: HAUER, 1986.

7.3. GEWERBEORDNUNG 1973

Die Gewerbeordnung ist u.a. auch eine Rechtsnorm für den Schutz von Nachbarn vor Immissionen durch gewerbliche Betriebsanlagen. In der seit 1. Jänner 1989 gültigen Fassung (letzte Novelle BGBl. 399 / 1988) sind insbesondere folgende Punkte im Zusammenhang mit Geruchsproblemen interessant:

§ 71a	Definition des Begriffes "Stand der Technik"
§ 74	genehmigungspflichtige gewerbliche Betriebanlagen
§ 75	Abs.2: Definition des Begriffes "Nachbar"
§ 77	Abs.1: Kriterien für eine Genehmigung
	Abs.2: Zumutbarkeit von Belästigungen der Nachbarn
	Abs.3: Begrenzung der Emission von Luftschadstoffen jedenfalls nach dem Stand der Technik
§ 79	Zusätzliche oder andere Auflagen u.a. zum Schutz von Nachbarn
§ 79a	Antragsrecht des Bundesministers für Umwelt, Jugend und Familie auf zusätzliche oder andere Auflagen
§ 81	Änderung einer genehmigten Betriebsanlage
§ 82	Verordnungermächtigung, u.a. zur Vermeidung von Belastungen der Umwelt Vorschriften über die Bauart, die Betriebsweise, die Ausstattung oder das zulässige Ausmaß der Emissionen von Anlagen oder Anlagenteilen

Der vollständige Text der nun gültigen Passagen der Gewerbeordnung ist im Anhang zu finden.

7.4. ALLGEMEINES BÜRGERLICHES GESETZBUCH (ABGB)

Geruchsprobleme von Kläranlagen können auch vor Gericht enden:
Im Rahmen des bürgerlichen Rechtes regeln die Bestimmungen

der §§ 364 und 364a ABGB die Kollision zwischen gleichrangigen Eigentumsrechten und sehen Einschränkungen der Befugnisse jedes Eigentümers im Interesse eines friedlichen Zusammenlebens vor. Auch hier sind unter Nachbarn nicht nur die Eigentümer von unmittelbar aneinandergrenzenden Grundstücken zu verstehen, sondern alle jene, die im Einflußbereich der Liegenschaft Grundstücke haben (KOZIOL, WELSER, 1988).

§ 364 Abs.1 definiert eine bestimmte soziale Bindung des Eigentums ("Erhaltung und Beförderung des allgemeinen Wohls").

§ 364 Abs.2 dagegen ermächtigt jeden Grundeigentümer, dem Nachbarn die von dessen Grund ausgehenden Einwirkungen u.a. durch Geruch durch Klage vor Gericht zu untersagen. Voraussetzung ist, daß die Einwirkungen das nach den örtlichen Verhältnissen gewöhnliche Maß überschreiten und die ortsübliche Benutzung des Grundstückes wesentlich beeinträchtigen.
Die Beweislast, daß diese Voraussetzungen vorliegen, trägt der Kläger.

§ 364a schließlich schränkt das Recht auf Untersagung der Emissionen dann ein, wenn eine "behördliche genehmigte Anlage" vorliegt. In diesem Fall besteht nur ein Recht auf Schadensersatz.
Zum Begriff "behördlich genehmigte Anlage" gehen Judikatur und Lehre einhellig davon aus, daß eine baubehördliche Bewilligung alleine nicht das Kriterium im Sinne des § 364a erfüllt, also eine Untersagungsklage ausschließt. Die Beweislast für den Nachweis der "behördlichen Genehmigung" trägt der Emittent. (KLANG, 1950; RASCHAUER, 1988; SPIELBÜCHLER in: RUMMEL, 1983; zur Frage einer möglichen Abänderung bzw. Ausdehnung zivilrechtlicher Ansprüche im Immissionsschutz: EINEM, 1987; JABORNEGG, 1986).

§ 364. (1) Überhaupt findet die Ausübung des Eigentumsrechtes nur insofern statt, als dadurch weder in die Rechte eines Dritten ein Eingriff geschieht, noch die in den Gesetzen zur Erhaltung und Beförderung des allgemeinen Wohles vorgeschriebenen Einschränkungen übertreten werden.

(2) Der Eigentümer eines Grundstückes kann dem Nachbarn die von dessen Grund ausgehenden Einwirkungen durch Abwässer, Rauch, Gase, Wärme, Geruch, Geräusch, Erschütterung und ähnliche insoweit untersagen, als sie das nach den örtlichen Verhältnissen gewöhnliche Maß überschreiten und die ortsübliche Benutzung des Grundstückes wesentlich beeiträchtigen. Unmittelbare Zuleitung ist ohne besondere Rechtstitel unter allen Umständen unzulässig.

§ 364a. Wird jedoch die Beeinträchtigung durch eine Bergwerksanlage oder eine behördlich genehmigte Anlage auf dem nachbarlichen Grund in einer dieses Maß überschreitenden Weise verursacht, so ist der Grundbesitzer nur berechtigt, den Ersatz des zugefügten Schadens gerichtlich zu verlagen, auch wenn der Schaden durch Umstände verursacht wird, auf die bei der behördlichen Verhandlung keine Rücksicht genommen wurde.

7.5. UMWELTSTRAFRECHT (STRAFGESETZBUCH)

Das Umweltstrafrecht im Rahmen des Strafgesetzbuches wurde mit Wirkung von 1. Jan. 1989 verschärft. Auf Geruch von Kläranlagen zutreffen können denkmöglich die folgenden Bestimmungen:

§ 180 (1) Wer entgegen einer Rechtsvorschrift oder einem

behördlichen Auftrag ... die Luft so verunreinigt, daß dadurch
1. eine Gefahr für Leib und Leben (§ 89) einer größeren Zahl von Menschen ...
...
entstehen kann, ist mit Freiheitsstrafe bis zu drei Jahren oder mit Geldstrafe bis zu 360 Tagessätzen zu bestrafen.
(2) ...

§ 181 Wer fahrlässig entgegen einer Rechtsvorschrift oder einem behördlichen Auftrag eine der im § 180 mit Strafe bedrohten Handlungen begeht, ist mit Freiheitsstrafe bis zu einem Jahr oder mit Geldstrafe bis zu 360 Tagessätzen zu bestrafen.

Wesentlich wird hier absehbar die medizinische Frage der möglichen Gesundheitsgefährdung sein; Definitionen hiezu sowie zu ähnlichen Fragen finden sich bei HAIDER, MÖSE, EDER, STRAUSS und NEUBERGER, 1984.

8. ZUSAMMENFASSUNG

* Fragen der Geruchsemissionen von Abwasseranlagen werden künftig einen breiteren Raum einnehmen.

* Die Lösung dieser Fragen wird ein selbstverständlicher Teil einer umweltgerechten Entsorgungsplanung zu sein haben.

* Wie auch in anderen Bereichen wird planender Umweltschutz nicht nur effizienter, sondern auch sozial veträglicher, betriesbwirtschaftlich und volkswirtschaftlich günstiger sein als nachtrgliche korrektive Maßnahmen.
  Daraus ergeben sich bei neuen Anlagen die Notwendigkeiten einer sorgfältigen Standortwahl, emissionsarmer Verfahren und wo notwendig Abluftbehandlung. Bei bestehenden Anlagen

mit Interessenskonflikten werden bauliche und betriebliche Verbesserungen erforderlich, unter Umständen aber auch ein Standortwechsel für einen der beiden Konfliktpartner.

* Die Lösung dieser Fragen stellt eine Herausforderung dar. Diese Aufgabe stellt sich den Universitäten, den Planern und Betreibern von Abwasseranlagen, aber auch Österreichs Gewerbe und Industrie, und nicht zuletzt den befaßten Behörden und Verwaltungsdienststellen.

ANHANG: AUSZUG AUS DER GEWERBEORDNUNG

§ 71a. Der Stand der Technik im Sinne dieses Bundesgesetzes ist der auf den einschlägigen wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhende Entwicklungsstand fortschrittlicher technologischer Verfahren, Einrichtungen und Betriebsweisen, deren Funktionstüchtigkeit erprobt und erwiesen ist. Bei der Bestimmung des Standes der Technik sind insbesondere vergleichbare Verfahren, Einrichtungen oder Betriebsweisen heranzuziehen.

.....

§ 74. (1) Unter einer gewerblichen Betriebsanlage ist jede örtlich gebundene Einrichtung zu verstehen, die der Entfaltung einer gewerblichen Tätigkeit regelmäßig zu dienen bestimmt ist.

(2) Gewerbliche Betriebsanlagen dürfen nur mit Genehmigung der Behörde (§§ 333, 334, 335) errichtet oder betrieben werden, wenn sie wegen der Verwendung von Maschinen und Geräten, wegen ihrer Betriebsweise, wegen ihrer Ausstattung oder sonst geeignet sind,

1. das Leben oder die Gesundheit ..... der Nachbarn oder der Kunden, die die Betriebsanlage der Art des Betriebes gemäß aufsuchen, oder das Eigentum oder sonstige dingliche Rechte der Nachbarn zu gefährden; ..... ,
2. die Nachbarn durch Geruch, Lärm, Rauch, Staub, Erschütterung oder in anderer Weise zu belästigen,
3. die Religionsausübung in Kirchen, den Unterricht in Schulen, den Betrieb von Kranken- und Kuranstalten oder die Verwendung oder den Betrieb anderer öffentlichen Interessen dienender benachbarter Anlagen oder Einrichtungen zu beeinträchtigen,
4. .....
5. eine nachteilige Einwirkung auf die Beschaffenheit der Gewässer herbeizuführen, sofern nicht ohnedies eine Bewilligung auf Grund wasserrechtlicher Vorschriften vorgeschrieben ist.

(3) Die Genehmigungspflicht besteht auch dann, wenn die Gefährdungen, Belästigungen, Beeinträchtigungen oder nachteiligen Einwirkungen nicht durch den Inhaber der Anlage oder seine Erfüllungsgehilfen, sondern durch Personen in der Betriebsanlage bewirkt werden können, die die Anlage der Art des Betriebes gemäß in Anspruch nehmen.

.....

§ 75. (1) .....

(2) Nachbarn im Sinne dieses Bundesgesetzes sind alle Personen, die durch die Errichtung, den Bestand oder den

Betrieb einer Betriebsanlage gefährdet oder belästigt oder deren Eigentum oder sonstige dingliche Rechte gefährdet werden könnten. Als Nachbarn gelten nicht Personen, die sich vorübergehend in der Nähe der Betriebsanlage aufhalten und nicht im Sinne des vorherigen Satzes dinglich berechtigt sind. Als Nachbarn gelten jedoch die Inhaber von Einrichtungen, in denen sich, wie etwa in Beherbergungsbetrieben, Krankenanstalten und Heimen, regelmäßig Personen vorübergehend aufhalten, hinsichtlich des Schutzes dieser Personen, und die Erhalter von Schulen hinsichtlich des Schutzes der Schüler, Lehrer und der sonst in Schulen ständig beschäftigten Personen.

(3) .....

§ 77. (1) Die Betriebsanlage ist zu genehmigen, wenn nach dem Stand der Technik (§ 71a) und dem Stand der medizinischen und der sonst in Betracht kommenden Wissenschaften zu erwarten ist, daß überhaupt oder bei Einhaltung der erforderlichenfalls vorzuschreibenden bestimmten geeigneten Auflagen die nach den Umständen des Einzelfalles voraussehbaren Gefährdungen im Sinne des § 74 Abs.2 Z.1 vermieden und Belästigungen, Beeinträchtigungen oder nachteilige Einwirkungen im Sinne des § 74 Abs.2 Z.2 bis 5 auf ein zumutbares Maß beschränkt werden. Die Betriebsanlage darf nicht für einen Standort genehmigt werden, in dem das Errichten oder Betreiben der Betriebsanlage zum Zeitpunkt der Entscheidung über den Genehmigungsantrag durch Rechtsvorschriften verboten ist. Die nach dem ersten Satz vorzuschreibenden Auflagen haben erforderlichenfalls auch Maßnahmen betreffend die Lagerung und die sonstige Behandlung von Betriebsabfällen sowie Maßnahmen für den Fall der Unterbrechung des Betriebes und der Auflassung der Anlage und Maßnahmen betreffend Störfälle (§ 82a) zu umfassen; die Behörde kann weiters zulassen, daß bestimmte Auflagen erst ab einem dem Zeitaufwand der hiefür erforderlichen Maßnahmen entsprechend festzulegenden Zeitpunkt nach Inbetriebnahme der Anlage oder von Teilen der Anlage eingehalten werden müssen, wenn dagegen keine Bedenken vom Standpunkt des Schutzes der im § 74 Abs.2 umschriebenen Interessen bestehen.

(2) Ob Belästigungen der Nachbarn im Sinne des § 74 Abs.2 Z.2 zumutbar sind, ist danach zu beurteilen, wie sich die durch die Betriebsanlage verursachten Änderungen der tatsächlichen örtlichen Verhältnisse auf ein gesundes, normal empfindendes Kind und auf einen gesunden, normal empfindenden Erwachsenen auswirken.

(3) Die Behörde hat Emissionen von Luftschadstoffen jedenfalls nach dem Stand der Technik zu begrenzen.

.....

§ 79. (1) Ergibt sich nach Genehmigung der Anlage, daß die gemäß § 74 Abs.2 wahrzunehmenden Interessen trotz Einhaltung der im Genehmigungsbescheid und im Betriebsbewilligungsbescheid vorgeschriebenen Auflagen nicht hinreichend geschützt sind, so hat die Behörde (§§ 333, 334, 335) die nach dem Stand der Technik (§ 71a) und dem Stand der medizinischen und der sonst in Betracht kommenden Wissenschaften zur Erreichung dieses Schutzes erforderlichen anderen oder zusätzlichen Auflagen (§ 77 Abs.1) vorzuschreiben. Die Behörde hat solche Auflagen nicht vorzuschreiben, wenn sie unverhältnismäßig sind, vor allem wenn der mit der Erfüllung der Auflagen verbundene Aufwand außer Verhältnis zu dem mit den Auflagen angestrebten Erfolg steht. Dabei sind insbesondere Art, Menge und Gefährlichkeit der von der Anlage ausgehenden Emissionen und der von ihr verursachten Immissionen sowie die Nutzungsdauer und die technischen Besonderheiten der Anlage zu berücksichtigen.

(2) Zugunsten von Personen, die erst nach der Genehmigung der Betriebsanlage Nachbarn im Sinne des § 75 Abs.2 und 3 geworden sind, sind die Auflagen im Sinne des Abs.1 nur soweit vorzuschreiben, als diese zur Vermeidung einer Gefährdung des Lebens oder der Gesundheit dieser Personen notendig sind. Auflagen im Sinne des Abs.1 zur Vermeidung einer über die unmittelbare Nachbarschaft hinausreichenden beträchtlichen Belastung durch Luftschadstoffe, Lärm oder Sonderabfälle sind, sofern sie nicht unter den ersten Satz fallen, zugunsten solcher Personen nur dann vorzuschreiben, wenn diese Auflagen im Sinne des Abs.1 verhältnismäßig sind.

§ 79a. (1) Die Behörde (§§ 333, 334, 335) hat ein Verfahren gemäß § 79 von Amts wegen oder auf Antrag des Bundesministers für Umwelt, Jugend und Familie einzuleiten.

(2) Der Bundesminister für Umwelt, Jugend und Familie kann den Antrag gemäß Abs.1 stellen, wenn auf Grund der ihm vorliegenden Nachbarbeschwerden oder Meßergebnisse anzunehmen ist, daß der Betrieb der Anlage zu einer über die unmittelbare Nachbarschaft hinausreichenden beträchtlichen Belastung der Umwelt durch Luftschadstoffe, Lärm oder Sonderabfälle führt.

.....

§ 81. (1) Wenn es zur Wahrung der im § 74 Abs.2 umschriebenen Interessen erforderlich ist, bedarf auch die Änderung einer genehmigten Betriebsanlage einer Genehmigung im Sinne der vorstehenden Bestimmungen. Diese Genehmigung hat auch die bereits genehmigte Anlage so weit zu umfassen, als es wegen der Änderung zur Wahrung der im § 74 Abs.2 umschriebenen Interessen gegenüber der bereits genehmigten Anlage erforderlich ist.

(2) .....

§ 82. (1) Der Bundesminister für wirtschaftliche Angelegenheiten hat im Einvernehmen mit dem Bundesminister für Arbeit und Soziales, dem Bundeskanzler, dem Bundesminister für Umwelt, Jugend und Familie und dem Bundesminister für Land- und Forstwirtschaft durch Verordnung für genehmigungspflichtige Arten von Anlagen die nach dem Stand der Technik (§ 71a) und dem Stand der medizinischen und der sonst in Betracht kommenden Wissenschaften zum Schutz der im § 74 Abs.2 umschriebenen Interessen und zur Vermeidung von Belastungen der Umwelt (§ 69a) erforderlichen näheren Vorschriften über die Bauart, die Betriebsweise, die Ausstattung oder das zulässige Ausmaß der Emissionen von Anlagen oder Anlagenteilen zu erlassen. Für bereits genehmigte Anlagen sind in einer solchen Verordnung abweichende Bestimmungen oder Ausnahmen von den nicht unter den nächsten Satz fallenden Verordnungsbestimmungen festzulegen, wenn sie nach dem Stand der Technik und dem Stand der medizinischen und der sonst in Frage kommenden Wissenschaften wegen der Unverhältnismäßigkeit zwischen dem Aufwand zur Erfüllung der betreffenden Verordnungsbestimmungen und dem dadurch erreichbaren Nutzen für die zu schützenden Interessen sachlich gerechtfertigt sind. Betreffen Verordnungsbestimmungen solche Maßnahmen zur Vermeidung einer Gefahr für das Leben oder die Gesundheit der im § 74 Abs.2 Z.1 genannten Personen, wie sie ohne Regelung in der Verordnung mit Bescheid gemäß § 79 vorgeschrieben werden müßten, so dürfen in der Verordnung keine von diesen entsprechend zu bezeichnenden Verordnungsbestimmungen abweichenden Bestimmungen oder Ausnahmen festgelegt werden.

(2) .....
(3) .....

(4) Wird im Einzelfall durch die Einhaltung der Bestimmungen einer Verordnung gemäß Abs.1 der mit dieser Verordnung angestrebte Schutz nicht gewährleistet, so sind zur Erreichung dieses Schutzes auch über die Bestimmungen der Verordnung hinausgehende Auflagen vorzuschreiben.

(5) Für die Erfüllung der nicht unter Abs.1 dritter Satz fallenden Bestimmungen einer Verordnung gemäß Abs.1 darf auf Antrag mit Bescheid eine angemessene, höchstens fünf Jahre betragende Frist eingeräumt werden, wenn die Erfüllung dieser Verordnungsbestimmungen für den Betriebsinhaber erst innerhalb dieser Frist wirtschaftlich zumutbar ist.

9. LITERATUR

ATV Abwassertechnische Vereinigung e.V.:
Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band.IV, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1985

ATV Abwassertechnische Vereinigung e.V.:
Regelwerk Abwasser-Abfall, Merkblatt M 255 "Geruchsemissionen aus Abwasseranlagen", St.Augustin 1988

BARTL, P., SCHAAF A., ZEMAN, A.: Geruchsmessungen in kommunalen Kläranlagen - Einführung in die Problematik und Methodik
gwf-wasser/abwasser 1979, H.6

BAYRISCHES STAATSMINISTERIUM FÜR LANDESENTWICKLUNG UND UMWELTFRAGEN: Erdfilteranlagen - Bau- und Betriebsanleitung; Verfasser: Zeisig H.D. und Kreitmaier J., Weihenstephan 1977

BOECKH, J., ALTNER H., in SCHMIDT, R.F.: Physiologie des Menschen; Springer Verlag, Berlin 1976

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT, Oberste Wasserrechtsbehörde: Wasserrechtsreferententagung 1984, Resümeeprotokoll

DEMMELBAUER J.: Ein nachbarrechtliches Problem - Geruchsbelästigung durch Kläranlage.
Österr. Gemeindezeitung 1979, 73 und 90

DEMMELBAUER J.: Geruchsbelästigung durch Kläranlagen - rechtlich gesehen.
Österr. Gemeindezeitung 1971, 22

EINEM, C.: Zivilrechtliche Ansätze für die Umweltpolitik
in: Kriminalsoziologische Bibliografie 14, Heft 55 (1987)

HAGENGUTH, H., TEICHMANN, H., ZEMAN. A.: Geruchsmessungen in kommunalen Kläranlagen.
gwf-wasser/abwasser 1981, H.6

HAIDER M., MÖSE J.R., EDER J., STRAUSS G., NEUBERGER M.: Empfehlungen für die Verwendung medizinischer Begriffe im Rahmen umwelthygienischer Beurteilungsverfahren;
in: Mitteilungen der Österreichischen Sanitätsverwaltung 85 (1984), Heft 12

HARTL E., WITTMANN H.: Bericht über die Errichtung einer biologischen Filteranlage

HARTL E.: Abluftreinigung durch Biofilteranlagen, Wien 1984

HAUER, W. Der Nachbar im Baurecht
2. Auflage, Prugg Verlag, Eisenstadt 1986

JABORNEGG P.: Zivilrecht als Mittel des Umweltschutzes, in: Informationen zur Umweltpolitik, Wien 1986

KLANG, H.: Kommentar zum Allgemeinen bürgerlichen Gesetzbuch, 2. Band;
Verlag der Österreichischen Staatsdruckerei, Wien 1950

KOZIOL, H., WELSER, R.: Grundriß des bürgerlichen Rechtes Sachenrecht, Familienrecht, Erbrecht;
8. Auflage
Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung, Wien 1988

KRASEL, G.: Medizinische Gutachten für die Volksanwaltschaft über Fragen unzumutbarer Geruchsbelästigungen
1985 (nicht veröffentlicht)

KREMLA, H.H.: Das Problem der Gewässerreinhaltung in Österreich; Seminarvortrag am Institut für Verwaltungsrecht der Universität Wien
1984

LAND NORDRHEIN-WESTFALEN: Runderlaß des Ministers für Arbeit, Gesundheit und Soziales:
"Abstandserlaß"; Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen,
Jg. 1982, Nr. 67; Düsseldorf 1982

LAND NORDRHEIN-WESTFALEN: Gemeinsamer Runderlaß des Ministers für für Arbeit, Gesundheit und Soziales und des Ministers für Wirtschaft, Mittelstand und Verkehr:
Durchführung der Technischen Anleitung zur Reinhaltung der Luft.
Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen,
Jg. 1984, Nr. 52; Düsseldorf 1984

MATTHEWS, P.J. Air Pollution in Sewerage und Sewage Treatment
Wat.Pollut.Control 75 (1976)

OBERLEITNER, F.: Der Schutz öffentlicher Interessen im Wasserrecht. Österreichische Wasserwirtschaft 39 (1987), Heft 1/2

OBERLEITNER, F.: Betriebliche Abwässer - die Bestimmungen des Wasserrechtsgesetzes. Österreichische Wasserwirtschaft 38 (1986), Heft 3/4

POMEROY, R.D. De-odoring of gas streams by the use of microbiological growth. U.S. Patent 2,793.096 (1957)

RASCHAUER, B.: Umweltschutzrecht 2. Auflage, Böhlau-Verlag, Wien 1988

SCHMIDT, A.: Biologische Methoden der Abluftreinigung, in: Nationalfeiertagssymposium "Forschung für die Umwelt", 1987; hrsg. vom Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung

SPIELBÜCHLER, K., in RUMMEL, P.: Kommentar zum Allgemeinen bürgerlichen Gesetzbuch; Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung, Wien 1983

VON SYDOW, E. Contribution of individual chemical compounds. In: Drawert, F: Geruchs- und Geschmacksstoffe, Verlag Hans Carl, Nürnberg 1975

VDI Verein Deutscher Ingenieure: VDI-Richtlinie 3477 Biologische Abluftreinigung; Biofilter Beuth-Verlag, Berlin und Köln

VDI Verein Deutscher Ingenieure: VDI-Richtlinie 3478 Biologische Abluftreinigung; Biowäscher Beuth-Verlag, Berlin und Köln

VDI Verein Deutscher Ingenieure: VDI-Richtlinie 2443 Abgasreinigung durch oxidative Gaswäsche Beuth-Verlag, Berlin und Köln

VDI Verein Deutscher Ingenieure: VDI-Richtlinie 3674 Abgasreinigung durch Adsorption, Oberflächenreaktion und heterogene Katalyse Beuth-Verlag, Berlin und Köln

VDI Verein Deutscher Ingenieure: VDI-Richtlinie 3675 Abgasreinigung durch Adsorption Beuth Verlag, Berlin und Köln

VDI Verein Deutscher Ingenieure: VDI Richtlinie 3881
Olfaktometrie
Geruchsschwellenbestimmung
Beuth-Verlag, Berlin und Köln

ZEISIG, H.-D.: Anwendung von biologischen Filuern in der Bundesrepublik Deutschland
Colloquium "Luchtreiniging m.b.v. Biologische Filters", Directoraat-Generaal van de Milieuhygiene, Utrecht 1983

ZEISIG H.D. et al.: Untersuchungen über Erdfilter zur Verringerung der Geruchsbelästigung aus Tierhaltungen, Weihenstephan 1977

Verfasser:
Dipl.Ing. Dr. Helmut Blöch
Amt der Niederösterreichischen Landesregierung
Operngasse 21
1040 Wien

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

Eine von den Wasserbauinstituten an
der Technischen Universität Wien,
den Instituten für Wasserwirtschaft der
Universität für Bodenkultur und
dem Österreichischen Wasserwirtschaftsverband
herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr.:		Preis ÖS
1	Kresser, W.: Das Wasser (1968)	vergriffen
2	Breiner, H.: Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968)	200,--
3	von der Emde, W.: Abwasserreinigung - Grundkurs (1969)	vergriffen
4	4. Seminar ÖWWV, Raach 1969 Abwasserreinigungsanlagen Entwurf-Bau-Betrieb (1969)	vergriffen
5	5. Seminar ÖWWV, Raach 1970 Zukunftsprobleme der Trinkwasser-versorgung (1970)	vergriffen
6	6. Seminar ÖWWV, Raach 1971 Industrieabwässer (1971)	vergriffen
7	7. Seminar ÖWWV, Raach 1972 Wasser- und Abfallwirtschaft (1972)	vergriffen
8	Schmidt, F.: Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasser-beobachtung) (1972)	250,--
9	Doleisch, M.: Über die Auswertung von Abflußmessungen auf elektronischen Rechenanlagen Pruzsinsky, W.: Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972)	250,--
10	1. Hydrologie-Fortbildungskurs Hochschule für Bodenkultur (1972)	vergriffen

Band Nr.:		Preis ÖS
11	Gutknecht, D.: Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972)	vergriffen
12	8. Seminar ÖWWV, Raach 1973 Uferfiltrat und Grundwasser-anreicherung (1973)	270,--
13	von der Emde W., Fleckseder H., Huber L., Viehl K.: Zellstoffabwässer - Anfall und Reinigung (1973)	vergriffen
14	2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973 Hochschule für Bodenkultur (1973)	vergriffen
15	9. Seminar ÖWWV, Raach 1974 Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1973)	vergriffen
16	von der Emde, W.: Praktikum der Kläranlagentechnik (1974)	vergriffen
17	Behr, O.: Stabilitätsuntersuchung von Abfluß-profilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974)	250,--
18	3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975 Universität für Bodenkultur (1975)	180,--
19	1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976 Institut für Wasserwirtschaft, Universität für Bodenkultur (1976)	180,--
20	11. Seminar ÖWWV, Raach 1976 Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976)	vergriffen
21	2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977 Institut für Hydraulik, Technische Universität Wien (1977)	300,--
22	12. Seminar ÖWWV, Raach 1977 Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977)	350,--
23	Baron W., Heindl W., Behr O., Reitinger J.: Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977)	200,--

Band Nr.:		Preis ÖS
24	Begert, A.: Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes eines chemischen Betriebes und einer Kokerei (1978)	vergriffen
25	Kroiss, H.: Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabriksabwasser (1978)	vergriffen
26	Gutknecht, D.: Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage (1978)	300,--
27	13. Seminar ÖWWV, Raach 1978 Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978)	vergriffen
28	14. Seminar ÖWWV, Raach 1979 Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979)	400,--
29	Frischherz, H.: Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979)	vergriffen
30	Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft: o.Univ.-Prof.DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag (1979)	350,--
31	Schügerl, W.: Grundwasserzuströmungsverhältnisse zu Horizontalfilterrohrbrunnen (1980)	200,--
32	3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980 Institut für Wasserwirtschaft, Universität für Bodenkultur (1980)	350,--
33	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1) (1980)	vergriffen
34	15. Seminar ÖWWV, Raach 1980 Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980)	350,--
35	Usrael, G.: Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen beeinflussen (1980)	250,--
36	Flögl, W.: Vergleichende Kostenuntersuchungen über über das Belebungsverfahren (1980)	350,--

Band Nr.:		Preis ÖS
37	Ruider, E.: Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus TK-Verwertungsanstalten (1980)	350,--
38	Schiller, G.: Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981)	Restbestände
39	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (2) (1981)	400,--
40	16. Seminar ÖWWV, Raach 1981 Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981)	350,--
41	Kurs 1: Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981)	400,--
42	Kirnbauer, R.: Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981)	300,--
43	Institut für Wasserwirtschaft: Wissenschaftliche Arbeiten (1981)	350,--
44	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (3) (1981)	350,--
45	Kurs 2: Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982)	400,--
46	Stalzer, W.: Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982)	350,--
47	17. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1982 Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen. Erfahrungen und Probleme (1982)	400,--
48	Kleinwasserkraftwerke, Notwendigkeit und Bedeutung Flußstudien: Schwarza, Kleine Ybbs, Saalach (1982)	440,--
49	Beiträge zu Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft o.Univ.-Prof.Dr.-Ing. W. v. d. Emde zum 60. Geburtstag (1982)	440,--

Band Nr.:		Preis ÖS
50	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (4) (1982)	vergriffen
51	18. Seminar ÖWWV Ottenstein 1983 Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983)	vergriffen
52	ÖWWV-Kurs 3, 1983 Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983)	350,--
53	Fortbildungskurs des ÖWWV 1984 "Planung und Betrieb von Regenentlastungen" (1984)	vergriffen
54	19. Seminar ÖWWV, Gmunden 1984 Sonderabfall und Gewässerschutz (1984)	vergriffen
55	Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)	360,--
56	Fortbildungskurs des ÖWWV 1985 "Blähschlammprobleme beim Belebungsverfahren" (1984)	vergriffen
57	ÖWWV-Kurs 4, 1985 Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985)	vergriffen
(58)	20. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1985 Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985)	vergriffen
59	Pelikan, B.: Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985)	320,--
60	Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)	220,--
61	Fleckseder, H.: Gewässerschutz im Wandel der Zeit - Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985)	300,--
62	Kroiss, H.: Anaerobe Abwasserreinigung (1985)	300,--
63	Begert, A.: Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert bis 500 Einwohnergleichwerte (1985)	300,--

Band Nr.:		Preis ÖS
64	Fortbildungskurs des ÖWWV 1986 "Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren" (1986)	vergriffen
65	21. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1986 Planung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Industrieabwasser (1986)	vergriffen
66	Aussprachesemiar Grundwasserschutz in Österreich (1986)	400,--
67	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (5) (1986)	vergriffen
68	Schmid, B.H.: Zur mathematischen Modellierung der Abflußentstehung an Hängen (1986)	300,--
69	Forbildungskurs des ÖWWV 1987 "Nitrifikation - Denitrifikation" (1987)	300,--
70	Institut für Wasserwirtschaft: "Flußbau und Fischerei" (1987)	220,--
71	Wurzer E.: 22. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1987 Wasserversorgung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987)	vergriffen
72	Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987)	400,--
73	Fortbildungskurs des ÖWWV 1988 Anaerobe Abwasserreinigung - Grundlagen und großtechnische Erfahrungen (1988)	300,--
74	Tagung Wien 1987 "Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum in historischer Sicht" (1988)	300,--
75	Fortbildungskurs des ÖWWV auf den Gebieten des Wasserhaushaltes und der Wasservorsorge "Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst- und Wasserwirtschaft (1988)	300,--
76	23. Seminar ÖWWV, Ottenstein 1988 Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988)	400,--
77	Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (6) (1987)	200,--

Band Nr.:		Preis ÖS
78	Nachtnebel, H.P.: Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988)	350,--
79	ÖWWV und Bundesingenieurkammer "Symposion: Hydraulik offener Gerinne" (1989)	350,--
80	Jungwirth, M. und Schmutz, S.: Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung 1 im Gießgang Greifenstein (1988)	250,--
81	Fortbildungskurs des ÖWWV 1989 "Biologische Abwasserreinigung"	450,--

Diese Bände sind zu beziehen von:

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft
Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66, 68, 74, 79

Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau
Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 12, 28, 34, 35, 36, 37, 47, 49, 61, 62, 63, 69, 73, 81

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau, Universität für Bodenkultur,
Gregor Mendel-Straße 33, A-1180 Wien

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 55, 59, 60, 70, 75, 78

Institut für Wasservorsorge, Gewässergüte und Fischereiwirtschaft, Universität für Bodenkultur,
Gregor Mendel-Strße 33, A-1180 Wien

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 72, 76, 77, 80