WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Fortbildungskurs
Biologische Abwasserreinigung

Band 145 - Wien 1998

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Band 145

Fortbildungskurs
Biologische Abwasserreinigung

ÖWAV - Seminar
TU - Wien
26./27. Februar 1998
Technische Universität Wien

Herausgeber
Prof. Dipl.Ing. Dr. H. Kroiß
Technische Universität Wien
Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft

Veranstalter

Institut für Wassergüte
und Abfallwirtschaft
TU- Wien

Karlsplatz 13 / 226
1040 Wien

Österreichischer
Wasser- und
Abfallwirtschaftsverband

Marc - Aurel - Straße 5
1010 Wien

Alle Rechte vorbehalten.
Ohne Genehmigung der Herausgeber ist es nicht gestattet,
das Buch oder Teile daraus zu veröffentlichen

Druck: Melzer
1070 Kirchengasse 48

ISBN 3 - 85234 - 036 - 5

ISBN 3 - 85234 - 036 - 5

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Inhaltsverzeichnis

Fenz R., Nowak O.
Wechselwirkungen zwischen Kanal, Kläranlage und Gewässer bei Regenwetter 1 - 44

Prendl L.
Hydraulik von Kläranlagen 45 - 77

Kühn V., Gebhard V.
Auswirkungen des Kanalnetzes auf die Abwasserbeschaffenheit 79 - 116

Schrammel A.
Maschinelle Einrichtungen der mechanischen Vorreinigung 117 - 139

Matsché N., Kreuzinger N.
Blähschlamm, Schwimmschlamm, Schaum - Ursachenerkennung und Bekämpfung 141 - 177

Prendl L.
Aspekte der Gestaltung von Belebungsbecken 179 - 203

Nikolavcic B., Zessner M., Nowak O.
Maßnahmen zur Phosphorentfernung 205 - 259

Nowak O.
Stickstoffentfernung und gleichzeitige Schlammstabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen 261 - 291

Frey W.
Planung und Gestaltung von Belüftungssystemen 293 - 321

Krebs P.
Aspekte der Gestaltung von Nachklärbecken 323 - 357

Oles J.
SBR-Anlagen 359 - 378

Schweighofer P., Svardal K.
Regelstrategien und Automatisation 379 - 410

Nowak O., Schweighofer P. Nikolavcic B.
Aspekte zweistufiger Verfahren und von Biofilmverfahren 411 - 466

Kroiß H.
Chemikalieneinsatz bei der biologischen Abwasserreinigung 467 - 489

VORWORT

Die Vermittlung des Standes des Wissens an die Fachleute der Abwassertechnik in der Praxis gehört zu den Aufgaben der Universität. Der diesjährige Fortbildungskurs setzt eine lange Tradition des Institutes für Wassergüte und Abfallwirtschaft fort. Fortbildung hat immer das Problem, daß das Niveau der Teilnehmer, was Ausbildung und vor allem Erfahrung betrifft, deutlich unterschiedlich ist. Der Umfang der schriftlichen Beiträge enthält daher deutlich mehr Information als in den Vorträgen gebracht werden kann. Damit das Neue verständlich wird, muß auch Lehrbuchwissen vermittelt werden., das oft einer großen Anzahl von Teilnehmern bekannt ist. Den diesbezüglichen Vorwurf von früheren Kursen, daß zuviel Grundlagenwissen vermittelt wurde, nehmen wir auch diesmal in Kauf.

Die Abwassertechnik steht in einem großen Wandel. Der Neubau von Kläranlagen geht zurück, der Umbau, die Adaptierung an den Stand der Technik und vor allem der Betrieb treten in den Vordergrund. Damit kommt dem Verständnis der unterschiedlichsten biologischen, chemischen und physikalischen Vorgänge immer größere Bedeutung zu. Auch soll nicht vergessen werden, welche Bedeutung die Reinigungsleistung für den Gewässerschutz hat. Vielfach steht die Erfüllung der gesetzlichen Auflagen im Vordergrund, was zwar notwendig ist, aber nicht das primäre Ziel der Abwassertechnik und kein Ziel der wissenschaftlichen Erkenntnis ist.

Wir hoffen, daß dieser Fortbildungskurs dazu beiträgt, die Wirkung der großen Investitionen in Kanal und Kläranlage wieder etwas zu verbessern. Wenn es auch dazu beiträgt, den Zusammenhang der Fachleute zu fördern, dann sollte man sich bewußt sein, daß aus der engen Zusammenarbeit zwischen Wissenschaft und Praxis viele Fortschritte entstanden sind.

H. Kroiß

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 1 - 44
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Wechselwirkung zwischen Kanal, Kläranlage und Gewässer bei Regenwetter

R. Fenz, O. Nowak

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

1 Einleitung

Die Entsorgung des Regenwassers in Siedlungsgebieten kann zu einer wesentlichen Beeinträchtigung der Güte des Gewässers führen. Um einen möglichst guten Gewässerschutz zu erreichen, ist es erforderlich, Kanal, Kläranlage und Gewässer als Gesamtsystem zu betrachten, da es in diesem System eine Vielzahl von Wechsel gibt. Dieser Beitrag versucht die wesentlichen Probleme, Zusammenhänge und Verknüpfungen aufzuzeigen. Das Schwergewicht liegt hierbei bei Fragen der Mischkanalisation.

2 Verschmutzung des Regen- und Mischwasserabflusses

2.1 Schmutzkonzentrationen und -frachten in Trenn- und Mischsystem

Der Niederschlag ist bereits vor dem Auftreffen auf die Oberfläche mehr oder weniger „belastet“, da durch physikalische Transportvorgänge und chemische Reaktionen verschiedene Stoffe aufgenommen werden. Beim Auftreffen des Niederschlages auf die Oberfläche kommt es in der Regel zu einer deutlichen Zunahme der Belastung, wobei die nach dem Auftreffen des Niederschlages auf die befestigte Oberfläche aufgenommenen Stoffe einerseits Verschmutzung aus der Luft (Trockendepositionen auf den befestigten Flächen) sind, und andererseits aus menschlicher Aktivität in der Region (Reifenabrieb, Tropfverluste, Streumaterial, Korrosionsprodukte, Abfall, Abgänge von Tieren,...) resultieren. Vor allem bei stärkeren Regen gelangen zudem über

Bodenerosion von nicht befestigten, geneigten Flächen überwiegend anorganische Stoffe in die Kanalisation. Im Mischwasserkanal kommt es außerdem noch zur Vermischung mit dem Schmutzwasser und zur Remobilisierung von Stoffen, die bei Trockenwetterabfluß abgelagert oder in Biofilmen (Sielhäuten) aufgenommen wurden.

In den folgenden Tabellen sind beobachtete Konzentrationen in Trenn- (Tabelle **1**) und Mischwasserkanalisationen (Tabelle 2) aus der Literatur (nach Borchardt, 1994, verändert und erweitert) zusammengestellt.

Tabelle 1: Konzentrationen (mg/l) im Niederschlagsabfluß in Trennkanalisationen

	abf. Stoffe	BSB_5	CSB	NH_4-N	NO_3-N	ges.P
Goettle	5-999 153	1-104 11,5	7-996 118	0,0-10,8 1,0	0,6-20,0 3,8	0,1-10,0 1,6
Harremoes Johansen	11-100	4,4	11-77	0,3	1,2	0,03-3,5
US EPA	100/300	9/15	65/450		1,5/3,3*	0,33/0,7
Geiger	83-300	7-18,4	28,5-140	0,8-1,2	1,8-3,5	0,1-1,1

Tabelle 2: Konzentrationen (mg/l) im Niederschlagsabfluß in Mischkanalisationen

	abf. Stoffe	BSB_5	CSB	NH_4-N	NO_3-N	ges.P
Krauth Stotz	225/46,5 95,5	126/37 65,4				
Krauth Stotz	291/7,9 48	115/14,1 40,3	268/26 84			
Harremoes Johansen	41-469 176	42-114 30	79-275 130	0,6-2,1	0,6-2,1	1,1-7,4 2,6
Winter		49-112	146-292	7,1-10,3	0,2-1,1	2,4-2,5
Geiger	55-177	42-114	79-275	3,8-8,6	0,3	1,2-4,3

Goettle (1978) gibt den Schwankungsbereich aus mengenproportionalen Mischproben einer 2 ½ jährigen Meßreihe und den Mittelwert aller Proben an. Geiger (1990): Bandbreite durchschnittlicher Konzentrationen aus Literaturangaben. Harremoes (1986): Schwankungsbereich einer 1 jährigen Meßreihe und abflußgewichtete Mittelwerte an. Krauth und Stotz (1985): 95/15 Percentil und arithmetische Mittel aus mehrjährigen Meßreihen für 2 unterschiedliche Einzugsgebiete. Die Daten von US EPA (1993) sind Resultate des Nationwide Urban Runoff Programm; angegeben sind Mediane und 90%-Percentile von mittleren Ereigniskonzentrationen (*ges.N)

Es fällt auf, daß die Spannweite der Werte sowohl innerhalb der Einzeluntersuchungen, als auch zwischen den verschiedenen Arbeiten sehr groß ist.

Die Angabe von spezifischen Jahresschmutzfrachten ist wegen der großen Unterschiede zwischen verschiedenen Einzugsgebieten schwierig. Im Arbeitsblatt A-128 der ATV wird von einer CSB-Jahresfracht im Regenwasserabfluß von 600 kg je ha undurchlässiger Fläche ausgegangen. Goettle (1978) hat in seinen Untersuchungen in München einen ähnlichen Wert gefunden, die meisten in der Literatur angegebenen Werte sind allerdings etwas niedriger (z.B. House, 1993; Harremoes, 1986; ATV, 1980). Die BSB_5-Fracht ist nur etwa 1/10 der CSB-Fracht - ein deutlicher Unterschied zum Schmutzwasser. Für Gesamt-N liegt der Großteil der in der Literatur für die Depositionen angegebenen Werte zw. 10 und 25 kg/(ha.a) (Hamm, 1991; Tusch, 1990; Sampl, 1986); für Gesamt-P zwischen 0,2 und 0,5 kg/(ha.a). Während die abfließende Stickstofffracht im wesentlichen durch die Depositionen bestimmt wird, ist beim Phosphor in der Regel eine deutliche Erhöhung der Fracht durch andere Schmutzquellen beobachtbar. Die spezifische Gesamt-P Jahresfracht wird in der Literatur meist im Bereich von 1 bis 2 kg/(ha.a) (House et. al. 1993) angegeben.

2.2 Ereignisspezifische Schmutzfrachten

Verschiedene Untersuchungen an Straßenabflüssen (Robien und Xanthopoulos, 1995 in Karlsruhe) und in Regenwasserkanalisationen (Brunner 1975, Goettle 1978 in München) ergaben für abfiltrierbare Stoffe (und daran gebundene Schwermetalle) und organische Parameter (CSB, BSB_5) eine erstaunlich gute

Korrelation zwischen den während eines Ereignisses ausgetragenen Stofffrachten und der zugehörigen Abflußsumme. Die Standardabweichung bei den Ereignisfrachten war deutlich größer als der Mittelwert aller Ereignisfrachten. Ähnliche Ergebnisse wurden bei Untersuchungen in 3 Trennkanalisationen in Dänemark (Harremoes, 1988) gewonnen, und auch die Ergebnisse des US Nationwide Urban Runoff Programm (NURP) deuten darauf hin, daß beim Regenabfluß keine signifikante Korrelation zwischen der mittleren Ereigniskonzentration und der Abflußmenge besteht, und daher die Schmutzfrachten mit zunehmender Wassermenge steigen (House, 1993).

Auch bei Mischsystemen wurde eine gute Korrelation zwischen Abflußsumme und Schmutzfrachten gefunden (Krauth, 1970 in Stuttgart; Geiger, 1984 in München). Krauth begründet dies mit Kanalablagerungen, die mit wachsendem Abfluß zunehmend ausgespült werden. Abbildung 1 zeigt, daß bei den Untersuchungen Geigers die mittlere CSB-Konzentration des Ereignisses mit der größten Regenmenge (> 60 mm Abfluß) im Bereich der durchschnittlichen CSB-Konzentration aller Ereignisse (274 mg/l) lag. Ähnliches gilt für die Abhängigkeit der mittleren pro Minute ausgetragenen CSB-Schmutzfracht von der Abflußsumme Die Konzentrationen im Mischwasserabfluß waren log-normal verteilt. Die Streuung von Wassermengen und Frachtsummen war etwa doppelt so hoch wie die der Konzentrationen (Geiger, 1984).

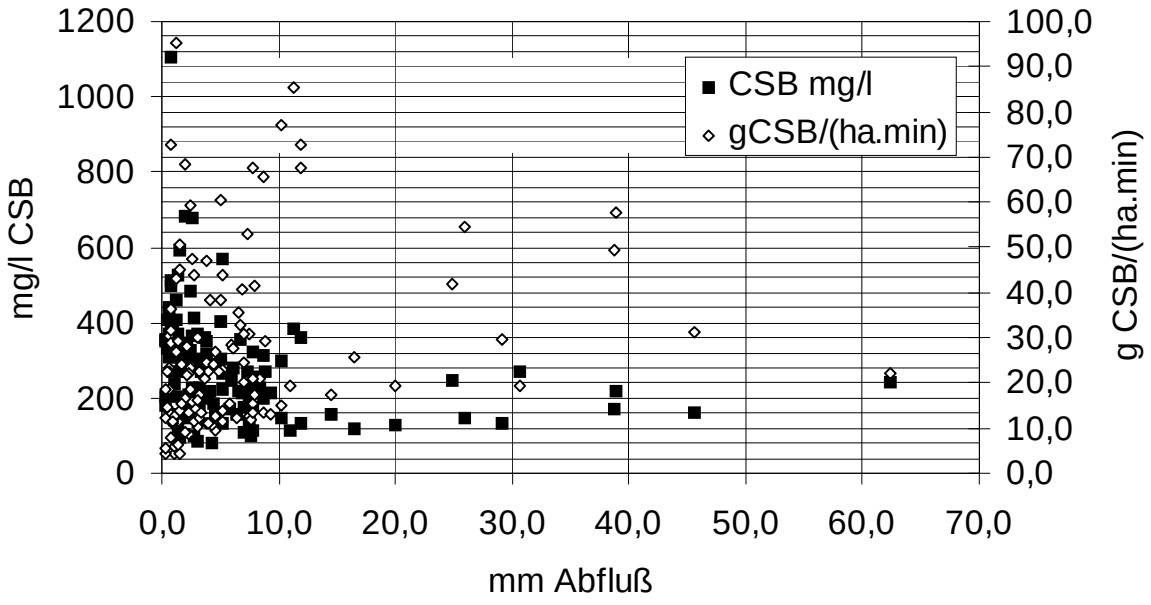


Abbildung 1: Mittlere Ereignis-CSB-Konzentration und spezifische CSB-Fracht (pro min) in Abhängigkeit von der Abflußmenge (Geiger, 1984)

Harremoes (1988) meint, daß es sowohl bei Trenn- als auch bei Mischkanalisationen keine Korrelation zwischen Regenabfluß und CSB-Konzentrationen gäbe. Die zwei Größen könnten als statistisch unabhängig voneinander angesehen werden. Die Variabilität der Konzentrationen und Frachten ist sehr hoch und muß jedenfalls bei der Analyse von Extremereignissen berücksichtigt werden. Da in der Regel sowohl die Konzentrationen C als auch die Wassermengen V log-normal verteilt sind, gilt für Mittelwert m und Standarabweichung σ der Frachten F:

$$m \ln F = m \ln C + m \ln V \qquad \text{und} \qquad \sigma^2 \ln F = \sigma^2 \ln C + \sigma^2 \ln V.$$

Harremoes empfiehlt, daß mittlere logarithmische Konzentrationen und Standardabweichungen für charakteristische Landnutzungen und charakteristische Kanalnetzeigenschaften festgelegt werden sollten. Mögliche Relationen für Abweichungen von mittleren Ereigniskonzentrationen zur mittleren Konzentration aller Ereignisse sollten erarbeitet werden, vor allem für Extremereignisse, bei denen sich die Frage stellt, ab wann die Schmutzfracht im Abfluß durch das vorhandene Schmutzpotential auf Oberflächen bzw. bei Kanalablagerungen limitiert ist. Die Konzentrationen und Frachten organischer Substanzen und abfiltrierbarer Stoffe im Mischwasser hängen sehr stark vom Ausmaß der Kanalablagerungen ab. Krauth (1970) ist durch seine Messungen in Stuttgart-Büsnau zu dem Schluß gekommen, daß ca. die Hälfte der abfiltrierbaren Stoffe im Mischwasserabfluß den Kanalablagerungen zugeschrieben werden muß. Anhand der Daten von Geiger (1984) machen beim CSB die abgelagerten Stoffe ca. 1/3 der Gesamtfracht im Mischwasser aus. Harremoes (1986) fand für Mischsysteme und Trennsysteme in Dänemark, daß z.B. die CSB-Konzentration im Regenwasseranteil des Mischwassers durch Remobilisierung von Ablagerungen 4 mal so hoch war wie im Regenabfluß einer Trennkanalisation eines vergleichbaren Gebietes. Allein durch die mittlere Neigung des Kanalnetzes kann keine gesicherte Auskunft über das Ausmaß der Sedimentbildung erhalten werden. Entscheidend ist vor allem auch der Anteil der schwach durchflossenen Endstränge, der Einfluß von Staustrecken, der Rohrdurchmesser, die spezifische Länge des Kanalnetzes (m/ha), der Fremdwasseranfall, und die Länge der Trockenperiode zwischen 2 Regenereignissen, wobei bezüglich der Bedeutung der Länge der Trockenperiode sehr unterschiedliche Erfahrungen in der Literatur dokumentiert sind.

Die mit dem abfließenden Niederschlagswasser ausgetragenen Nährstofffrachten sind im Vergleich zu den Frachten im Schmutzwasser sehr gering. Die Belastung der Gewässer durch Nährstoffeintrag aus der Trennkanalisation ist daher für Einzelereignisse von untergeordneter Bedeutung. Im Mischwasser wird die Konzentration an Nährstoffen praktisch ausschließlich durch den Anteil des Schmutzwassers und nicht durch den Regenabfluß bestimmt. Eine wichtige Ausnahme bilden verschmutzte, landwirtschaftlich genutzte Flächen. Beudert (1997) hat in Regenabflüssen von Hofflächen bis zu 211 mg NH_4-N/l gemessen!! Die Verschmutzung des Regenabflusses in Trennkanalisationen kann also gerade in ländlichen Gebieten von entscheidender Bedeutung sein.

2.3 Zeitlicher Verlauf innerhalb von Regenereignissen

Spülstöße sind durch ein Vorauseilen der Frachtsumme vor der Wassersumme gekennzeichnet. Frachtsummenlinien (Gegenüberstellung der zu einem Zeitpunkt x ausgetragenen Fracht im Vergleich zur abgeflossenen Wassermenge - siehe Abbildung 2) geben daher das beste Bild bezüglich des Ausmaßes eines Spülstoßes. In Tabelle 3 sind Werte, die Johansen (1985; zitiert in Renner und Rauch, 1996) für flache, (kleine) Kanalnetze in Dänemark gefunden hat, angegeben.

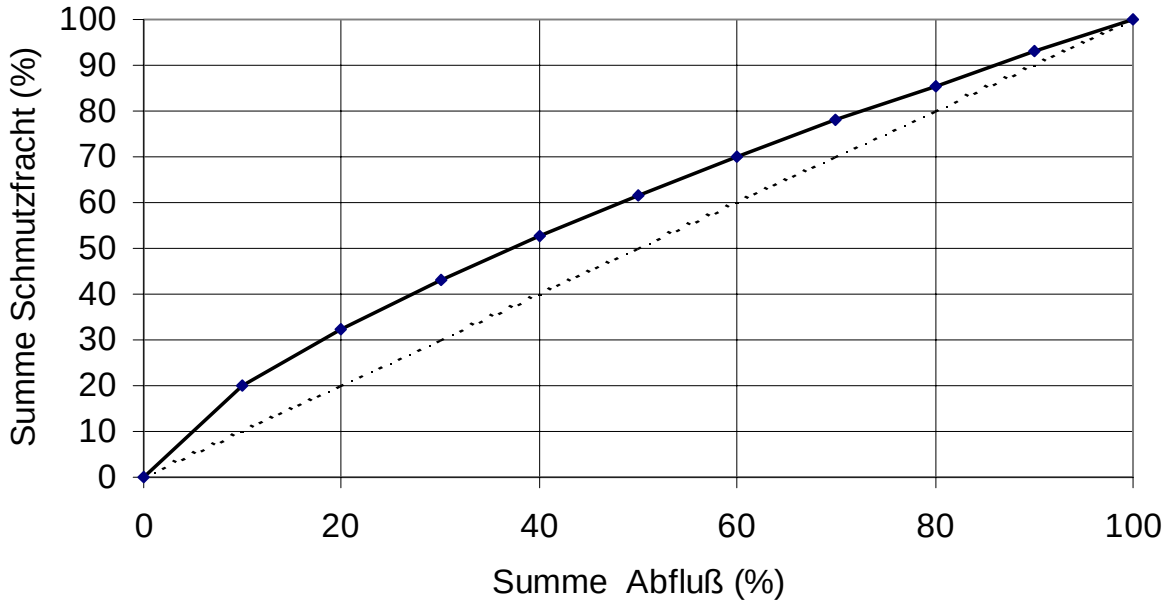


Abbildung 2: Beispiel einer Frachtsummenlinie

Tabelle 3: Mittelwerte und Standardabweichungen der relativen Schmutzfracht bei Abflußsumme = 50%

	Mittelwert	Standardabweichung
SS	0,66	0,16
CSB	0,61	0,18
TKN	0,60	0,11
Pges	0,56	0,08

Ähnliche Werte fanden Renner (Renner und Rauch, 1996) für kleine, steile (tf < 20 min, $Au_{ndurchlässig}$ = 5-20 ha) Kanalnetze in Tirol und Krauth (1979) für ein steileres Netz (Stuttgart-Büsnau, Ared = 11,9 ha, I=2%, 70% der CSB- und AFS-Fracht bei 50% der Abflußsumme). Die ermittelten Frachtsummenlinien für das im Vergleich zu den bislang erwähnten Gebieten viel größere Kanalnetz von München-Harlaching (Ared = 189 ha) lassen hingegen keinen deutlichen Spülstoß erkennen, was auf Zwischenspeicherungen und Überlagerungen in einem System der Größe München-Harlaching zurückgeführt werden kann (Geiger, 1984). Krauth (1979) geht davon aus, daß bei gleichen Fließzeiten nahezu unabhängig von anderen, gebietsspezifischen Kenngrößen, auch die Charakteristik des Schmutzaustrages gleich ist. Bei der Beprobung eines Mischsystems in Dresden zeigte sich, daß es erst nach 2,5 h zu einer Verdünnung durch das Regenwasser kam (Gebhard und Lützner, 1995). Dies resultiert aus dem Schmutzpotential, welches sich in großen flachen Kanälen ansammelt. Es wurden CSB-Konzentrationen über 1000 mg/l über 2 h im Mischwasser gemessen (bei einer Trockenwetterkonzentration von ca. 400 mg/l).

Es kommt also in Mischwassersystemen vielfach zu einem Spülstoß, also einem Vorauseilen der Frachtsumme vor der Wassersumme. Die Ausprägung des Spülstoßes hängt in erster Linie von der Größe und der Form des Gebietes ab. Die meisten Arbeiten deuten darauf hin, daß nach Abfließen von 50% der Wassermenge etwa 55-70% der Schmutzfracht ausgespült worden sind. Kleine Gebiete (tf < 15 min) neigen eher zu spülstoßartigen Austrägen.

3 Wirkung von Niederschlagswassereinleitungen auf die Gewässerqualität

Die potentiellen Wirkungen von Niederschlagswasserentlastungen in Fließgewässern erstrecken sich von akuten, auf den unmittelbaren Gewässerabschnitt beschränkten Auswirkungen bis zu langfristigen, die das gesamte Einzugsgebiet betreffen. In Tabelle 4 (nach Borchardt, 1997) sind mögliche Wirkungsmechanismen von Niederschlagswassereinleitungen zusammengefaßt.

Tabelle 4: Mögliche Wirkungen von Niederschlagseinleitungen

Akut über Stunden	hydraulischer Streß toxische Konzentrationen (NH_3-N, ...) Sauerstoffdefizit Ablagerung/Resuspension von Feststoffen	Einzelereignis
Verzögert über Tage	Sauerstoffdefizit Ablagerung von Feststoffen	Einzelereignis
Akkumulierend	Akkumulation von Schadstoffen in Sedimenten und Organismen Eutrophierung	Fracht einer Mehrzahl von Entlastungen

Anhand der beschriebenen Wirkungen ergibt sich, daß im Zusammenhang mit akuten Wirkungen die Betrachtung von Einzelereignissen erforderlich ist, während bezüglich der langfristigen Wirkungen Frachten über längere Zeiträume entscheidend sind. Wesentlich für die ökologische Bewertung der akuten Wirkungen von Niederschlagswasserentlastungen ist die Tatsache, daß die kritischen physikalischen und stofflichen Einzelparameter häufig gleichzeitig auftreten und so zu synergistischen Effekten (Sauerstoff und Ammoniak, Sauerstoff und hydraulischer Streß) führen können.

3.1 Hydraulische Beeinträchtigung

Die Erhöhung des Gewässerabflusses durch Entlastungen ist von Bedeutung, wenn Schwellenwerte für gewässertypische Organismen überschritten werden. Die plötzliche Zunahme des Abflusses kann zu einer Verdriftung von Organismen aus ihren Lebensräumen und damit zum lokalen Verlust von Individuen einer Population führen. Im Extremfall kann es auch zu großflächigen Bewegungen der Gewässersohle mit einer umfassenden Verfrachtung von Organismen kommen. Aber auch wenn die Sohle stabil ist, können die Verluste durch Abdrift erheblich sein. Besonders relevant ist die Erhöhung der sohlennahen hydraulischen Belastung (gekennzeichnet durch die Sohlschubspannung), da die Mehrzahl der Fließgewässerorganismen an der Gewässersohle sowie im darunter befindlichen Lückensystem (hyporheisches Interstitial) lebt. Die akuten Wirkungen der hydraulischen Belastung hängen auch von der Höhe bestimmter Stoffkonzentrationen (insbesondere Ammoniak) ab, wobei zwischen der hydraulischen und der stofflichen Wirkungen synergistische Beziehungen bestehen (Borchardt, 1992). Weiters hängt die Wirkung der hydraulischen Belastung von der Gewässermorphologie ab, wobei vor allem die Verfügbarkeit hydraulischer Refugien (z.B. Gewässersohle, Totholz, Kehrwasser, Uferbereiche) und die Stabilität der Gewässersohle von zentraler Bedeutung sind. Die Stabilität der Sohle steigt, wenn das Material grob ist, sie weist dann auch mehr Refugialräume auf.

Krejci et. al. (1994) ziehen aus den Ergebnissen von Untersuchungen an Mischwasserentlastungen in Fehraltdorf (Schweiz) den Schluß, daß die Toleranz der untersuchten Gewässerorganismen gegenüber stofflichen Veränderungen für kurzzeitige Ereignisse größer zu sein scheint als diejenige gegenüber hydraulischen Veränderungen. Die Auswirkungen hydraulischer Belastungen auf die Biozönose sind meist deutlicher erkennbar als die Auswirkungen stofflicher Belastungen von Entlastungen.

Die Arbeitsgruppe des ATV-Fachausschusses 2.1 „Grundsätze der Abwasserreinigung hinsichtlich der Einleitung in Gewässer und deren Nutzung“ schlägt vor, die hydraulische Belastung eines Fließgewässers über einen empirischen Ansatz zu berücksichtigen. Demnach hängt die Häufigkeit der unzulässig erhöhten Sohlschubspannungen näherungsweise vom Verhältnis der undurchlässigen Fläche eines kanalisierten Einzugsgebietes (Au) zur Größe des

natürlichen Einzugsgebietes oberhalb der Einleitungsstelle (Ae) ab. Signifikante biozönotische Verschlechterungen (Abnahme der Individuenhäufigkeit und Abnahme der Artenzahl) sind dann zu erwarten, wenn der Anteil der kanalisierten Fläche im Vergleich zum natürlichen Einzugsgebiet des Gewässers oberhalb der Einleitung (genannt „b-Wert“) größer als 5% ist (ATV, 1997). Bei biozönotischen Untersuchungen am Stooberbach im mittleren Burgenland hinsichtlich eventueller Auswirkungen von Regenentlastungen konnte keine negative Wirkung der Entlastungen gefunden werden (ARGE Ökologie, 1996). Der Versiegelungsgrad war mit 1,65% auch kleiner als 5%. Biozönotische Untersuchungen zur Beurteilung hydraulischer Belastungen sollten in einem angemessenen zeitlichen Abstand vom Entlastungsereignis und in einem angemessenem räumlichen Abstand von der Einleitungsstelle durchgeführt werden, um Verfälschungen der Ergebnisse durch nichtrelevante, reversible und momentane Erscheinungen auszuschließen.

Bei einer Beurteilung des Gefahrenpotentials von Einleitungen mittels des b-Wertes ergibt sich zwangsläufig, daß Gewässer im „Nahbereich“ der Quelle eher gefährdet sind. Bei der Anwendung des „b-Wertes“ muß allerdings berücksichtigt werden, daß es regional zu erheblichen Unterschieden bei der Abflußspende eines Gebietes kommen kann. Während beim Stooberbach bei Niederwasserabfluß etwa 1 l/(s.km^2 hydrologisches Einzugsgebiet) abfließen, sind es z.B. bei der Krems in Kirchdorf (OÖ) mehr als 10. Generell dürften die Abflußspenden aus dem natürlichen Einzugsgebiet im Osten Österreichs am niedrigsten sein.

Auch natürliche Abflußschwankungen führen in Fließgewässern immer wieder zu Strömungsangriffen auf Organismen und Sohlumlagerungen. Vedriftete Organismen werden danach je nach Art in unterschiedlich langen Zeiträumen wieder aus dem Interstitial und aus weniger stark angegriffenen, oberhalb und seitlich der Hauptströmung gelegenen Bereichen, sowie aus unbelasteten Seitengewässern zuwandern. Eine Aussage darüber, wann eine erhöhte Häufigkeit des Auftretens von Schubspannung oder Sohlbewegungen durch Niederschlagswassereinleitungen noch zulässig ist, ist nach der heutigen Wissensgrundlage nicht allgemeingültig begründbar (ATV, 1997).

3.2 Akute stoffliche Wirkungen

Bezüglich der akuten Wirkungen von Inhaltsstoffen aus Mischwasser auf Organismen, müssen in erster Linie die Ammoniaktoxizität und Beeinträchtigungen des Sauerstoffhaushalts berücksichtigt werden. In langsam fließenden Gewässern nimmt außerdem die Gefahr der Verschlammung durch Sedimentation von Feststoffen zu.

3.2.1 Ammonium / Ammoniak:

Die toxische Wirkung von ammoniumhaltigen Abwässern ergibt sich im wesentlichen aus der Konzentration des mit dem Ammonium im Dissoziationsgleichgewicht stehenden Ammoniaks (NH_3). Der Anteil dieser nicht ionisierten Form am Gesamt-Ammonium wird im wesentlichen durch den pH-Wert und die Temperatur bestimmt. Für das Gleichgewicht gilt:

$$NH_3\text{-}N/NH_4\text{-}N = 1/(1 + 10^{(pKNH4 - pH)})$$

In der Literatur gibt es mehrere Formeln für den pK-Wert. Die Ergebnisse sind aber sehr ähnlich. Für die folgende Tabelle sind die Werte nach Emerson (1975) mit pK = 2729,92/T + 0,09018 (T in K, $0^oK = -273{,}2^oC$) errechnet worden.

Tabelle 5: % NH_3-N in Abhängigkeit von pH und Temperatur

^oC / pH	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10
5	0,12	0,39	1,23	3,80	11,10	28,32	55,54
10	0,19	0,59	1,83	5,57	15,71	37,09	65,08
15	0,27	0,86	2,67	7,98	21,52	46,44	73,27
20	0,40	1,24	3,83	11,17	28,46	55,71	79,91
25	0,57	1,77	5,39	15,27	36,30	64,31	85,07

Die Wirkung ist zeitabhängig, wobei zwischen einer akuten und einer chronischen Toxizität unterschieden wird. Erstere steht im Zusammenhang mit

letalen Schädigungen in kurzer Zeit und wird häufig als letale Konzentration (LCn-50; letale Konzentration bei 50% nach der Belastungsdauer n) angegeben, letztere bezieht sich auf langfristige Schädigungen häufig subletaler Art. In Hamm (1991) wurden die aus zahlreichen standardisierten Biotestverfahren vorliegenden Ergebnisse zusammengefaßt. Bei den Werten für die akute Toxizität LC50 (24 - 96h) zeigt sich eine sehr große Spannweite. Für Salmoniden (z.B. Forellen), die zu den empfindlichsten Organismen gelten, schwanken die Konzentrationsangaben über die akute Ammoniaktoxizität zwischen 0,08 mg/l und 3 mg/l NH_3-N !!! Zum Teil hängt die Toxizität von Faktoren wie Alter und Kondition der Fische ab, die Brut ist allgemein am empfindlichsten. Einen wesentlichen Einfluß scheint der pH-Wert zu haben (West, 1985, Thurston, 1983; zitiert in Hamm, 1991), wobei die negative Wirksamkeit der NH_3-Konzentration mit steigendem pH-Wert abnimmt. (West fand für Regenbogenforellen LC50(96)=0,26 mg/l bei pH=7,7; aber 1,04 mg/l bei pH=8,3. Thurston fand für juvenile Forellen: LC50,96 = 0,158 mg/l bei pH=6,51 aber 0,799 bei pH=8,29). Des weiteren können niedrige O_2-Konzentrationen im Gewässer bei Fischen zur Erhöhung des pH-Wertes an der Kiemenoberfläche und damit zu erhöhten NH_3-N-Konzentrationen an der Kiemenoberfläche führen. Für den altlantischen Lachs liegen die LC50,24-Werte bei Sauerstoffsättigung zwischen 0,15 und 0,20 mg/l NH_3, bei 35% O_2-Sättigung zwischen 0,08 und 0,09 mg/l (Alabaster et al. 1983, in Hamm, 1991). Borchardt (1992) hat bei der Bachforelle (salmo trutta) der Altersgruppe 0 als Schwellenkonzentration für die Kurzzeitmortalität bei einer Wirkungsdauer von 44min 0,100 mg/l NH_3-N ermittelt. Bei diesen Versuchen kam es zu einem sprunghaften Anstieg der Kurzzeitmortalität ab 0,5 mg/l (ca. 20% Mortalität bei 0,5 mg/l, aber 68% bei 0,577 mg/l). Allerdings gab es schon bei relativ geringen Ammoniakkonzentrationen empfindliche Verluste durch Drift. Falls NH_3-N in den für Driftauslösung kritischen Bereich kommt (ab 0,05 mg/l, Borchardt, 1992) kann es zu einer subletalen Beeinträchtigung kommen. Wie oft solche Beeinträchtigungen vertretbar sind, kann aber nicht allgemein beantwortet werden. Hinsichtlich der chronischen Toxizität wird von Hamm (1991) angegeben, daß eine Beeinträchtigung der Fortpflanzung der Regenbogenforelle bereits bei einer chronischen Belastung von 0,01-0,08 mg/l NH_3-N gegeben ist. Es wird aber darauf hingewiesen, daß zur Zeit noch erhebliche Diskrepanzen zwischen Laborergebnissen und Freilandbeobachtungen zur Toxizität von Ammoniak bestehen, wonach in Freiland höhere Konzentrationen vertragen werden (Hamm, 1991).

Aus den genannten Einflußfaktoren und der Schwierigkeit der Übertragung der meist im Labor ermittelten Werte auf das Gewässersystem ergibt sich die Schwierigkeit einer allgemein gültigen Grenzwertbestimmung. In einer Studie der englischen Foundation for Water Research (1994) werden folgende maximale NH_3-N-Gehalte im Gewässer in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung angegeben:

Tabelle 6: NH_3-N-Grenzwerte in Abhängigkeit von der Dauer der Belastung und der Wiederkehrhäufigkeit

Wiederkehrhäufigkeit	1 Stunde	6 Stunden	24 Stunden
monatlich	0,150	0,075	0,030
vierteljährlich	0,225	0,125	0,050
jährlich	0,250	0,150	0,065

In Deutschland wird in den erwähnten ATV-Arbeitsberichten ein strengerer Richtwert von 0,100 mg NH_3-N/l für kurzfristige Belastungen genannt.

Die wesentlichste Voraussetzung für die Abschätzung von Ammoniakkonzentrationen im Stooberbach ist die Kenntnis der pH-Werte im Fließgewässer nach der Einmischung des Mischwassers. Brauckmann (1987) zeigte, daß die Alkalinität und das pH-Regime von Oberflächengewässern abhängig von der Geochemie des Flußeinzugsgebietes regionaltypisch verschieden sind. Nach Brauckmann sind die pH-Werte in Bächen, deren Einzugsgebiet durch Karbonat-Gesteine (Kalk Mergel, Dolomit) bestimmt wird, höher als in Bächen, deren Einzugsgebiet durch Silikat-Gesteine (Granit, Gneis, Tonschiefer, Sandstein, Grauwacke) bestimmt wird - vorausgesetzt daß der pH-Wert nicht durch Photosynthese beeinflußt wird. Infolge ihrer geringen Pufferkapazität schwanken die pH-Werte in „Silikatbächen“ deutlicher. Diese Beobachtungen konnten durch eigene Messungen am Stooberbach bestätigt werden. Viel entscheidender als dieser Unterschied ist aber die Frage, ob es zu ausgeprägten Tagesschwankungen des pH-Wertes in Folge von Eutrophierung kommt (Einfluß von kontinuierlichen Belastungen, Landwirtschaft, Beschattung,..).

Für die zu erwartenden Ammoniumkonzentrationen im Überlaufwasser ist in erster Linie der Anteil des Schmutzwassers am Mischwasser während des Überlaufereignisses entscheidend. Im Oberflächenwasser ist zwar Ammonium enthalten, im Vergleich zum Schmutzwasser ist dieser Anteil aber gering. Es ist also unbedingt erforderlich Informationen über den Trockenwetterabfluß, im speziellen über die Tagesganglinie, zu haben. Basierend darauf können die maximal möglichen Ammoniumkonzentrationen im Überlaufwasser abgeschätzt werden. Die Ergebnisse dieser Abschätzung oder einer Kanalsimulation müßten anschließend auf die Verhältnisse im Fließgewässer, in das die Einleitung erfolgt, übertragen werden. Aus den bisherigen Ausführungen ergibt sich, daß zumindest der Abfluß, die Temperatur und vor allem der pH-Wert des Fließgewässers bekannt sein müssen. Im Idealfall ist die Erstellung einer Extremwertstatistik möglich, in der angegeben wird, wie oft und wie lange eine bestimmte Ammoniakkonzentration im Fließgewässer während des untersuchten Zeitraumes überschritten worden ist. Ein Vergleich mit einem festgelegten Grenzwert zeigt dann, ob man eine Gefährdung des Fließgewässers in Betracht ziehen muß, oder ausschließen kann.

Im Arbeitsblatt A-128 wird ein Mindestmischverhältnis von (Qd - Qt24)/Qt24 > 7 bei Anspringen des Regenüberlaufs vorgeschrieben. Bei Regenüberlaufbecken muß das Mischverhältnis zwischen dem Regenwasserabfluß zur Kläranlage während der Entlastung und dem mittleren Trockenwetterabfluß im langjährigen Mittel > 7 sein. Basierend auf diesen Anforderungen wurden dann im ATV-Arbeitsbericht „Weitergehende Anforderungen an Mischwasserentlasungen“ (ATV, 1993) für die Vorprüfung zur Ermittlung kritischer Lastfälle folgende kritische EW-Lasten bezogen auf den Niedrigwasserabfluß (genannt „a-Wert“) angegeben: Für Gewässer, deren pH > 8 ist, muß ab einem Verhältnis EW/MNQ > 15 EW/(l.s) auch bei Erfüllung der Mindestanforderungen nach A-128 eine genauere Prüfung der Situation erfolgen. Ist das Verhältnis kleiner als 15 EW/(l.s), so kann davon ausgegangen werden, daß akut toxische Ammoniakkonzentrationen nicht überschritten werden. Für Gewässer, in denen der pH-Wert aufgrund von Eutrophierung regelmäßig 8,5 überschreitet, wird ein Richtwert von 10 EW/(l.s) angegeben. Diese Werte orientieren sich an den empfindlichsten Bachorganismen, meist der Bachforelle.

Eine rechnerische Abschätzung der maximal möglichen NH_3-N-Konzentrationen im konkreten Fall ist auf jeden Fall sinnvoll, da diese Abschätzung ohne großen Aufwand durchführbar ist.

Welche Wirkung haben Regenüberlaufbecken? Die theoretisch maximal möglichen NH_4-N-Konzentrationen im Überlaufwasser werden durch den Bau z.B. eines Fangbecken nicht reduziert. Wenn das Fangbecken voll ist, und dann eine Trockenwetterspitze auf das volle Regenüberlaufbecken trifft, dann ist das System wieder ein einfacher Regenüberlauf mit Qd = 2Qs + Qf. Die Häufigkeit der kritischen Belastung und die Dauer der Belastung wird aber durch den Bau des Beckens deutlich reduziert. Vor allem die vielen kleinen, hinsichtlich Ammoniaktoxizität aber gefährlichen Überlaufereignisse werden reduziert. Bei Durchlaufbecken kommt es außerdem zu einer gewissen Vermischung mit dem bereits gespeicherten Mischwasser und damit in der Regel zu einem Konzentrationsausgleich. Bei stark eutrophen Gewässern ist aber eine Sanierung des Gewässers im Regelfall mit Maßnahmen an Mischwasserüberläufen alleine nicht sicherzustellen (ATV, 1993) !!

3.2.2 Sauerstoffgehalt

Als Letalkonzentrationen für Saiblinge, Regenbogenforellen und Junglachse werden als Kurzzeit-LC50 (2-16h) Sauerstoffsättigungen zwischen 8 und 30% angegeben. In der Literatur sind kaum klare Kriterien, die die Auswirkungen kurzfristiger Sauerstoffdefizite auf die Biozönose oder spezielle Organismen beschreiben, zu finden (House et. al., 1993). Ähnlich wie bei Ammoniak gibt es erhebliche Differenzen zwischen verschiedenen Arbeiten. Hohe Ansprüche stellen relativ dickwandige, kiemenlose Benthosorganismen (viele Steinfliegenlarven) bzw. solche mit unbeweglichen Kiemen (verschiedene Eintagsfliegenlarven) (Deutsch et. al., 1995). Fische können ungünstigen Sauerstoffverhältnissen ausweichen (Liebmann 1960, in Deutsch et. al., 1995).

In der bereits erwähnten Studie der englischen Foundation for Water Research werden folgende minimale O_2-Gehalte im Gewässer in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung angegeben:

Tabelle 7: Minimale O_2-Gehalte in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung

Wiederkehrhäufigkeit	1 Stunde	6 Stunden	24 Stunden
monatlich	4,0	5,0	5,5
vierteljährlich	3,5	4,5	5,0
jährlich	3,0	4,0	4,5

Liegen gleichzeitig NH_3-N-Konzentrationen > 0,04 mg/l vor, so sind die in der Tabelle angeführten Grenzwerte um jeweils 1 mg O_2/l zu erhöhen. Außerdem wird verlangt, daß in Laichgebieten von Salmonidengewässern die oben genannten O_2-Gehalte nicht nur in der fließenden Welle sondern auch im Interstitial eingehalten werden.

Auch in Dänemark werden minimale O_2-Gehalte im Gewässer in Abhängigkeit von der Dauer und der Wiederkehrhäufigkeit der Belastung als Grenzwerte angegeben (Hvitved-Jacobsen, 1984 zitiert u.a. in House et. al., 1993). Diese sind etwas strenger als die Werte der Foundation for Water Research. In „Lachsgewässeren“ darf der mittlere Sauerstoffgehalt während einer Stunde nur einmal in 12 Jahren unter 1,5 mg/l, entsprechend dem LC_{50} sinken (2 mg/l bei 12 stündiger Belastungsdauer). In Laich- und Brutgewässern nur alle 16 Jahre. In „Karpfengewässern“ darf der O_2-Gehalt von 1,0 mg/l (über 1 Stunde) nur alle 8 Jahre unterschritten werden. Bei Wiederkehrhäufigkeiten < 0,1 (10 mal jährlich oder öfter) dürfen die O_2-Konzentrationen nicht unter 8 mg/l (15.1. - 16.4.) in Laichgewässern, 6 mg/l (Salmonidengewässer) bzw. 4 mg/l in „Karpfengewässern“ sinken. Für Salmonidengewässer ergibt das einen minimalen 1 stündigen O_2-Gehalt von ca. 4 mg/l, der 1 mal jährlich unterschritten werden darf.

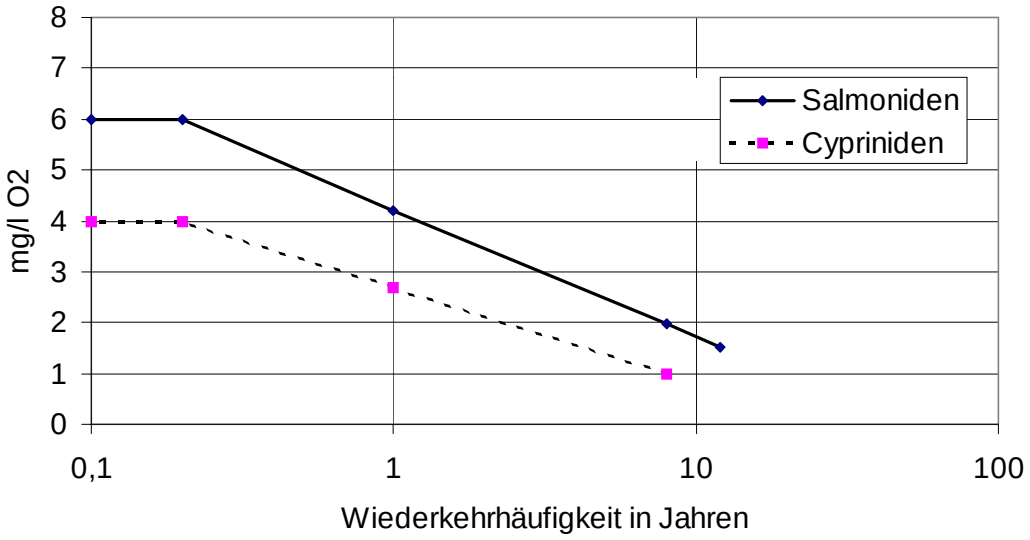


Abbildung 3: Kritische O_2-Gehalte (1h) in Abhängigkeit von der Wiederkehrhäufigkeit des Auftretens (Hvitved-Jacobsen, 1984 zitiert u.a. in House et. al., 1993)

Der Sauerstoffverbrauch zufolge des Abbaus von organischen Substanzen läßt sich unter stark vereinfachten Bedingungen (Photosynthese bleibt unberücksichtigt) mit folgender Gleichung angeben (Streeter u. Phelps, 1925):

$$dD/dt = K_1 \cdot S - K_2 \cdot D$$

D ... ist das herrschende Sauerstoffdefizit in einem bestimmten Volumselement der Selbstreinigungsstrecke bei Annahme konstanter Fließgeschwindigkeit

K_1 ... ist der Geschwindigkeitsbeiwert des mikrobiellen Sauerstoffverbrauches bei Annahme einer Reaktion erster Ordnung

K_2 ... ist der Geschwindigkeitsbeiwert der atmosphärischen Belüftung.

S ... ist der Gehalt an abbaubarer organischer Substanz

Nach Integration dieser Gleichung kann das Sauerstoffdefizit in einem beliebigen Punkt der Selbstreinigungsstrecke errechnet werden:

$$D_t = \frac{K_1}{K_2 - K_1} \cdot S_o \cdot (\exp(-K_1 \cdot t) - \exp(-K_2 \cdot t)) + D_o \cdot \exp(-K_2 \cdot t)$$

Steigt der O_2-Verbrauch über das Maß des natürlichen O_2-Eintrags, so kommt es zu einem Sauerstoffdefizit. Die Abbaugeschwindigkeit hängt ganz wesentlich

von der vorhandenen Menge an heterotrophen Bakterien und damit von der ständigen Belastung des Gewässers ab. Die Wahl des Faktors für die Wiederbelüftung K_2 ist heikel. Es gibt zahlreiche Formeln, die K_2 über die Fließgeschwindigkeit und die Wassertiefe errechnen. Je geringer die Wassertiefe ist, um so größer ist der Einfluß der Sohl-Rauhigkeit auf den Sauerstoffeintrag. In einer Zusammenstellung und Beurteilung zahlreicher Formeln weist Wilson (1974) darauf hin, daß die K_2-Werte in natürlichen Gewässern deutlich höher sind als in Gerinnen (bei gleichem v und h).

Eine seriöse Abschätzung der Folgen einer Mischwassereinleitung auf den Sauerstoffgehalt eines Fließgewässers mittels Computersimulation erfordert die Kalibrierung von Modellparametern und die anschließende Verifizierung des Modells, und dazu sind Daten aus Feldmessungen erforderlich.

Harremoes (1982) weist auf die Bedeutung des verzögerten Sauerstoffbedarfs im Vergleich zu „sofortigen“ Sauerstoffbedarf in der fließenden Welle nach Mischwassereinleitungen hin. Dies gilt vor allem für langsamfließende Gewässer. Demnach sedimentiert ein signifikanter Teil der BSB-Fracht, partikuläre organische Substanz und Biomasse, und wird dann am „Boden“ abgebaut. Harremoes meint, daß der K-Wert für den Abbau am „Gewässerboden“, für den er ebenfalls eine Reaktion erster Ordnung ansetzt, meist unterschätzt wird. Während der sofortige Sauerstoffverbrauch erst nach einiger Fließzeit und längerem Fließweg zum größten Sauerstoffdefizit führt, liegt dieses Maximum beim verzögerten Sauerstoffverbrauch näher bei der Einleitungsstelle.

Ganz entscheidend für den O_2-Gehalt, vor allem im Interstitial, sind eventuelle Dauerbelastungen, weil dadurch das Maß der Biomasse am „Gewässerboden“ bestimmt wird. Eine Mischwasserentlastung, die auf ein derart vorbelastetes Gewässer trifft, kann zu viel stärkeren Beeinträchtigungen des O_2-Gehaltes im Interstitial, aber auch in der fließenden Welle (bei Resuspension von Sedimenten) führen, als Mischwasserentlastungen in Gewässer ohne Dauerbelastungen.

Solange die Dauer eines Entlastungsereignisses im Vergleich zu charakteristischen Zeitspannen für Dispersions- und Abbauphänomene im Gewässer nicht sehr lang ist, ist die Gesamtmasse an entlasteter organischer Substanz für den Sauerstoffgehalt im Gewässer entscheidend, während die

Verteilung der entlasteten Schmutzfracht innerhalb des Ereignisses weniger wichtig ist (Harremoes, 1988). In Kapitel 2 wurde gezeigt, daß es gerade die Regen mit der größten Niederschlagsmenge sind, die hinsichtlich der Belastung eines Gewässers mit sauerstoffzehrenden Substanzen und Feststoffen von größter Bedeutung sind.

Daraus ergibt sich für die Mischwasserbehandlung die Konsequenz, daß der Bau von Regenüberlaufbecken nur beschränkt zu einer Verbesserung der Situation führt. Es müssen daher unbedingt auch andere Maßnahmen geprüft werden. Dies soll an einem Beispiel demonstriert werden. Im Bereich des Stooberbaches muß man einmal jährlich mit einem Niederschlag von ca. 30mm über eine Dauer von 3 Stunden (Skoda, 1996) rechnen. Unter der Annahme, daß 80% dieses Niederschlages auf befestigten Flächen zum Abfluß kommen, ergibt sich eine Abflußmenge von 24 mm oder 240 m^3 pro ha undurchlässiger Fläche. Bei einem spezifischen Regenüberlaufbeckenvolumen von 25 m^3/ha bedeutet dies, daß gerade 10% der Abflußsumme gespeichert werden. Unter der Annahme, daß der Austrag der Schmutzfracht stark mit der Wassermenge korreliert, ergibt sich daraus die geringe Wirkung des RÜB. Wenn in einem Fließgewässer Beeinträchtigungen des O_2-Gehaltes durch Mischwassereinleitungen festgestellt werden oder zu befürchten sind, so führt der Bau von Regenüberlaufbecken zwar mit Sicherheit zu einer Verbesserung der Situation, da die Zahl der Beeinträchtigungen reduziert wird, kritische O_2-Gehalte im Gewässer können aber mit Sicherheit auch nach der Errichtung des Beckens nicht ausgeschlossen werden!!! Es sind daher unbedingt auch andere Maßnahmen zu prüfen.

Als Orientierung, ob in einem konkreten Fall nun kritische O_2-Situationen zufolge Mischwasserentlastung zu befürchten sind, werden im Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1 „Grundlagen und Vorprüfung“ (1993) folgende kritische EW-Lasten bei Niedrigwasserabfluß in Abhängigkeit von der Gewässermorphologie angegeben, wobei die Einhaltung der Mindestanforderungen bei der Mischwasserbehandlung vorausgesetzt wird (siehe Tabelle 8). Im zweiten Arbeitsbericht wird darauf hingewiesen, daß für Gewässer, die für die Selbstreinigung physiographisch günstig sind, die kritische Belastung bis 40 EW/l.s angesetzt werden kann. Diese Werte orientieren sich an den empfindlichsten Bachorganismen, meist der Bachforelle. Solange diese Werte nicht überschritten werden, ist eine Unterschreitung eines minimalen Sauerstoffgehaltes von 4 mg/l nicht zu erwarten.

Tabelle 8: Kritische a-Werte (EW/(l.s)) bezüglich O_2-Gehalt

v (m/s)		h (m)	a-Wert (EW/l.s)
< 0,1 0,1 - 0,5	und und	> 0,1 > 0,5	15 15
< 0,1 0,1 - 0,5 0,5 - 1,0	und und und	< 0,1 < 0,5 > 1,0	20 20 20
0,5 - 1,0 > 1,0	und und	< 1,0 > 0,5	25 25
alle anderen Fälle			40

Für die Schweiz gehen Frutiger und Gammeter (1996) davon aus, daß nur bei tiefen (h > 0,2 m) und langsam fließenden (v < 0,1 m/s) Bächen allenfalls kritische O_2-Situationen auftreten können. Bei Gewässern mit sehr seltenen Hochwasserspitzen (< 1/a), z.B. Seenausflüssen, können durch Ablagerungen Sauerstoffdefizite in der Gewässersohle entstehen. Bei allen anderen Gewässern wird davon ausgegangen, daß kurzfristige Belastungen unkritisch sind.

In der englischen Foundation for Water Research Studie wird angenommen, daß bei Fließgewässern mit einem Gefälle > 3‰ die in der Studie angeführten Grenzwerte auch dann eingehalten werden, wenn beim Überlauf das Mischverhältnis $(Qd-Q_{t24})/Q_{t24}$ etwa 7 ist - das entspricht dem Mindestmischverhältnis im A-128 (bei qkrit = 15 l/(s.ha) ist das Mischverhältnis fast immer deutlich höher!).

Um einen groben Eindruck der Belastungssituation in Österreich zu gewinnen wurden für alle Städte Österreichs mit mehr als 5.000 Einwohnern die EW/MNQ - Werte zusammengestellt. Als EW-Wert wurde bei Städten > 10.000 E die doppelte Einwohnerzahl, bei Städten zwischen 5.000 und 10.000 E die 1,5 fache Einwohnerzahl angenommen. Diese Auswertung darf nur als grobe Abschätzung verstanden werden. Ob z.B. diese Städte über ein Misch- oder ein Trennsystem verfügen, wurde nicht erhoben. Es wurde auch nicht geklärt, wie viele Einwohner tatsächlich an das Kanalnetz angeschlossen sind. Des weiteren

wurde nicht erhoben, ob zum Beispiel die Wasserführung durch Ausleitungen (z.B. in St.Pölten von der Traisen in den Mühlbach) verändert wird.

Trotz dieser Vereinfachungen kann gesagt werden, daß der überwiegende Teil der österreichischen Städte > 5.000 Einwohner an abflußreichen Gewässern liegt. So gibt es z.B. in Tirol überhaupt keinen kritischen Fall. Besonders ungünstig ist die Lage nur im Osten Österreichs.

55% der österreichischen Bevölkerung leben in Ortschaften mit mehr als 5.000 Einwohnern, wobei ca. 80% davon in Städten > 10.000 E wohnen. Bezogen auf die an eine Kanalisation angeschlossenen Einwohner wurden vermutlich mehr als 70% der österreichischen Bevölkerung berücksichtigt.

Läßt man Wien in der Auswertung unberücksichtigt, so ist für ca. 27% der Bevölkerung in Ortschaften mit mehr als 5.000 Einwohnern der a-Wert größer als 15, für 16% größer als 40 und für 11% größer als 100. Auch ein hoher a-Wert besagt natürlich noch keineswegs, daß nun wirklich O_2-Defizite auftreten.

3.2.3 Feststoffe

Die Belastung der Fließgewässersedimente durch partikuläre Inhaltstoffe aus Niederschlagseinleitungen darf insgesamt als bedeutend und ökologisch relevant gewertet werden. Die Kenntnisse hierzu sind zur Zeit jedoch noch lückenhaft, so daß allgemein gültige quantitative Einschätzungen über ökologische Wirkungen derzeit noch nicht möglich sind (Borchardt, 1997). Gerade in kleinen Fließgewässern kann es aber unter dem Einfluß von Mischwassereinleitungen und Trennentwässerungen zur Verschlammung der Gewässersohle kommen. Damit wird vielen Wasserorganismen der Lebensraum bzw. der Rückzugsraum genommen und auch der Sauerstofftransport in tiefere Schichten des Interstitials kann beeinträchtigt werden. In solchen Fällen kann der erhöhte Rückhalt partikulärer Stoffe eine vorrangige Maßnahme zum Schutz eines Fließgewässers sein. Da der Anteil an organischen Feststoffen im Mischwasser deutlich höher ist als im abfließenden Regenwasser, sind Mischwasserentlastungen kritischer zu beurteilen. Von Bedeutung ist auch die Resuspension abgelagerter organischer Feststoffe bei Regenereignissen, da sie zu deutlich erhöhtem Sauerstoffbedarf führen kann (House et. al., 1993). Eine Veränderung der Sedimentbeschaffenheit in einem Fließgewässer stellt aber in jedem Fall einen gravierenden Eingriff dar. Die Akkumulation von belasteten Feststoffen an der Gewässersohle ist vor allem ein langfristiges Problem.

Im Arbeitsbericht „Weitergehende Anforderungen an Mischwasserentlastungen“ der Arbeitsgruppe 2.1.1 (1993) wird für den Fall, daß erhebliche Abspülungen von Ablagerungen und Sielhaut zu erwarten sind oder vorhanden sind, ein EW/MNQ-Wert von 15 als Grenzwert festgelegt, ab dessen Überschreitung Anforderungen über die Mindestanforderungen nach A-128 hinaus möglich sein können.

3.3 Akkumulative Belastung

3.3.1 Schwermetalle

Die folgende Tabelle (aus Borchardt, 1997) zeigt, daß in Niederschlagsabflüssen beträchtliche Konzentrationen an Schwermetallen auftreten können. In der Regel sind diese in Mischwassernetzen höher, aber vor allem bei metallverkleideten Dächern können gerade auch in Trennkanalisationen hohe Konzentrationen auftreten.

Tabelle 9: Konzentrationen von Schwermetallen im Niederschlagsabfluß von Trenn- und Mischkanalisationen

Trennsystem	Cd	Cr	Cu	Fe	Hg	Ni	Pb	Zn
Harremoes Johansen	0,48	0,65	2,7	567	<10	2,6	41	336
Geiger	2-3	4-31	10-437		0,2-5	30-113	110-359	130-500
Mischsysteme								
Harremoes Johansen	1,33	1,90	35	1087	<10	11,4	105	518
Harremoes Johansen	1,05	3,54	40	1285	<10	11	150	302
Geiger	1-3	16-48	90-93	4900	0,52		82-95	204-382

Die Daten von Harremoes und Johansen (1986) sind Mittelwerte einer 1 jährigen Meßreihe (2 Gebiete), die Daten von Geiger (1990) sind aus Literaturangaben

Einzelne Untersuchungen über Wege und Verbleib von Schwermetallen aus Niederschlagseinleitungen weisen eine Akkumulation dieser Stoffe sowohl in Gewässersedimenten als auch in Organismen nach (z.B. Schäfer, 1995). Über die ökologische Bedeutung liegt aber kaum etwas vor. Die Frage nach der Bedeutung dieses Belastungspfades im Vergleich zu anderen Einträgen ist durch Bilanzierungen zu klären.

Im folgenden soll gezeigt werden, welchen Einfluß eine Mischwasserbehandlung auf die Gesamtemissionen an Schwermetallen hat. Für die Simulation des Niederschlag-Abflußvorganges wurde ein Gebiet mit $A_{undurchlässig}$ = 10 ha und einer Einwohnerdichte von 100 EW/ha undurchläßiger Fläche (Qt = 200 l/EW.d), sowie eine einjährige Niederschlagsreihe (hn = 774 mm) herangezogen. Der Bemessungszufluß Qm zur ARA beträgt 10 l/s. Der effektive Niederschlag ist 461 mm, das heißt, daß im Jahresmittel knapp 60% des Niederschlags abfließen. Bei Errichtung eines RÜB mit V = 20 m³/ha würden 16336 m³ (163 mm) bzw. 35% der abfließenden Niederschlagsmenge entlastet. Ohne RÜB wäre die entlastete Menge 32123 m³ (321 mm) bzw. 70% der abfließenden Niederschlagsmenge. Das heißt, daß im ersten Fall 65% des Regenwassers zur ARA gelangen, im zweiten Fall aber auch noch 30%, also knapp die Hälfte der Menge wie im ersten Fall. Die Kläranlage wird für den Fall, daß kein Becken gebaut wird 762 h (32 Tage) mit Mischwasser belastet, die Überlaufdauer beträgt 372 h. Wird ein Becken gebaut, so ist die Gesamtabflußdauer zur Kläranlage wegen der Beckenentleerung natürlich länger (1196 h bzw. 50 Tage), die Überlaufdauer ist deutlich kürzer (120 h).

Tabelle 10: Emissionen eines Schwermetalls, das vorwiegend über das SW in die Kanalisation eingetragen wird - z.B. Blei - (Rückhalt in ARA: 90%; Werte in Klammern: Rückhalt in ARA 50%)

Schwermetall A g/a	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW mit RÜB 20m³/ha	Trennkanal
SW über RÜB	3000	66	24	0
SW Ablauf ARA	3000	293 (1467)	298 (1488)	300 (1500)
OW über RÜB	300	198	102	300
OW Ablauf ARA	300	10 (51)	20 (99)	0
Summe	3300	567 (1782)	444 (1740)	600 (1800)

3300 g „Blei“ werden über das Schmutzwasser in die Kanalisation eingetragen. 2,2% davon würden in einem Mischwassersystem ohne RÜB entlastet, bei einem 200 m³ großen Regenüberlaufbecken wären es nur noch 0,8%, bei einer Trennkanalisation natürlich 0%. Etwa 66% des Oberflächenwassers werden wieder entlastet wenn kein RÜB existiert, andernfalls sind es nur 34%, bei einer Trennkanalisation natürlich 100%. Diese Prozentsätze gelten auch für das Beispiel „Kupfer“.

Es gelangen 8 g Blei/d über das SW zur ARA. Zusätzlich gelangen im Oberflächenwasser im Fall ohne RÜB 3,2 g/d Blei (an 32 Tagen) zur Kläranlage, im Fall eines RÜB 4,0 g/d (an 50 Tagen) zur ARA, das heißt die Zulauffracht wird bei Mischwasserzufluß deutlich höher.

Tabelle 11: Emissionen eines Schwermetalls, das zu einem erheblichen Teil über das OW in die Kanalisation eingetragen wird - z.B. Kupfer - (Rückhalt in ARA: 90%; Werte in Klammern: Rückhalt in ARA 50%)

Schwermetall B (Kupfer) g/a	Eintrag in Kanal	MW ohne RÜB	MW mit 20m³/ha RÜB	Trennkanal
SW über RÜB	4000	88	32	0
SW Ablauf ARA	4000	391 (1956)	397 (1984)	400 (2000)
OW über RÜB	4000	2644	1364	4000
OW Ablauf ARA	4000	136 (678)	264 (1318)	0
Summe	8000	3259 (5366)	2723 (4698)	4400 (6000)

Bei „Kupfer“, das zu einem großen Teil von Oberflächen in den Kanal eingetragen wird, gelangen 11 g Kupfer/d im SW zur ARA; dazu 42 g/d im OW im Fall ohne RÜB und 53 g/d im Fall eines RÜB, daß heißt die Zulauffracht verfünffacht sich!!!

In den Tabellen ist eine eventuelle Verschlechterung der Reinigungsleistung der Kläranlage im Regenwasserfall nicht berücksichtigt. Ein deutlicher Anstieg der

Ablauffrachten bedeutet aber noch nicht zwangsläufig eine Verschlechterung des prozentuellen Schwermetallrückhaltes, da es ja auch zu einer deutlichen Erhöhung der Zulauffrachten kommt.

Die Tabellen zeigen, daß je größer das Verhältnis Schwermetallfracht im Oberflächenwasser zur Schwermetallfracht im Schmutzwasser ist und je besser der Rückhalt in der ARA ist, um so größer ist die Verbesserung durch die Errichtung von RÜBs gegenüber einer Mischkanalisation ohne RÜB und gegenüber einer Trennkanalisation.

Generell spielt der Austrag von Schwermetallen im Schmutzwasser bei Mischwasserentlastungen bei der Betrachtung der Gesamtemissionen eine kleine Rolle. Ein wesentlicher Teil der von den Oberflächen abgeschwemmten Schwermetallfracht gelangt hingegen zur Kläranlage (25-75%, je nach Größe des Speicherbeckens). Daraus ergibt sich, daß sich aus der Sicht der Schwermetallemissionen in das Gewässer vor allem bei geringer Besiedelungsdichte (ländlicher Raum) keineswegs, wie oft vermutet, ein Vorteil für die Trennkanalisation ergibt.

In diesen Beispielen wurde der Schwermetallrückhalt dem Wasserrückhalt gleichgesetzt. Bei Fangbecken kann die Wirkung bei Spülstößen, abhängig vom Ausmaß des Spülstoßes, höher sein, und bei Durchlaufbecken kann die Wirkung durch den erhöhten Rückhalt an abfiltrierbaren Stoffen (und damit auch an partikulären Schwermetalle) etwas besser werden.

3.3.2 Nährstoffe

In einem eher ländlichen Siedlungsgebiet mit einer Einwohnerdichte von 100 E/(ha A_u) kann man beim TKN mit ca. 400 kg im Schmutzwasser (11g/(EW.d)) und 16 kg/ha als Deposition, das sind 4% der gesamten TKN-Fracht, rechnen. Bei einer Trennkanalisation wäre im Fall, daß in der ARA 80% der Stickstoffracht entfernt werden, der Anteil der Emissionen von befestigten Flächen an den Gesamtemissionen (diffuse Quellen noch gar nicht mitgerechnet) maximal 20%. Bei einer nicht nitrifizierenden Kläranlage würden ca. 5% der Gesamtemissionen von der Fläche kommen, 95% würden über den Kläranlagenablauf ausgetragen. Mit zunehmender Einwohnerdichte wird der Anteil der N-Fracht im Oberflächenwasser immer bedeutungsloser.

Beim Mischwassernetz wird zwar ein Teil des Regenwassers zur ARA geleitet, die N-Entfernung in der ARA geht aber bei Mischwasserzufluß meist zurück, so daß sich an den Gesamtemissionen wenig ändert. Im allgemeinen ist wohl eher mit einer Verschlechterung zu rechnen. Größere Regenüberlaufbecken reduzieren zwar die Emissionen durch Entlastungen, verlängern aber den Mischwasserzufluß zur ARA.

Beim Phosphor kann man mit einer Jahresfracht von 1-2 kg/ha befestigter Fläche im Niederschlagsabfluß rechnen. Bei einer Einwohnerdichte von 100 EW/ha und einem spezifischen P-Anfall von 1,7 g P/(EW.d) ergibt sich eine P-Jahresfracht im Schmutzwasser von 62 kg/ha. Verfügt die ARA über eine P-Fällung, so gelangen ca. 6 kg P/ha in den Ablauf der ARA. Die Emissionen über das Oberflächenwasser sind dann etwa 25% der Gesamtemissionen. Bei fehlender Phosphorfällung sind es maximal 5%. Mit steigender Einwohnerdichte sinkt dieser Prozentsatz.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß hinsichtlich der Jahresfrachten an Nährstoffen, Mischwasserentlastungen und Einleitungen aus Regenkanalisationen von untergeordneter Bedeutung sind. Berücksichtigt man in einer Bilanz auch noch die Nährstoffemissionen aus anderen Quellen als der Siedlungswasserwirtschaft, so wird die geringe Bedeutung der Niederschlagswassereinleitungen (egal welches System) noch viel evidenter. Von Bedeutung ist die Beeinträchtigung der Reinigungsleistung der Kläranlage bei Mischwasserzufluß. Zuviel Regenwasser durch die Kläranlage zu nehmen, ist hinsichtlich Stickstoffrückhalt nicht sinnvoll.

4 Wirkungsgrad der Mischwasserbehandlung

Pecher (1991) hat die Ergebnisse von Langzeitsimulationen mit Regenaufzeichnungen an 10 unterschiedlichen Orten in Deutschland zusammengefaßt. Dabei wurden jährliche Niederschagshöhen zwischen 600 mm/a und 1200 mm/a umfaßt. Weiters wurde angenommen, daß die Regenentlastungsbauwerke nicht vorentlastet sind, und daß es sich um ein flaches bis hügeliges Einzugsgebiet handelt.

Tabelle 12: Mittlere jährliche Überlaufdaten der Regenüberläufe

Kritische Regenspende r krit l/(s.ha)	Jahresniederschlag N < 600mm Fließzeiten			Jahresniederschlag N > 1000mm Fließzeiten		
	5	15	30	5	15	30
entlastete Überlaufmenge						
7	1100	920	730	1700	1420	1050
10	830	660	520	1160	900	700
15	580	430	310	740	540	400
30	300	180	110	300	190	110
Entlastungsrate						
7	34	28	22	28	23	18
10	24	19	15	19	15	12
15	17	13	9	12	9	7
30	9	6	3	5	3	2
Überlaufhäufigkeit						
7	60	46	34	80	63	47
10	47	33	23	64	47	31
15	33	21	12	45	29	16
30	14	8	4	18	8	4
Überlaufdauer						
7	33	32	24	57	55	49
10	20	18	17	35	33	23
15	10	9	8	17	14	12
30	3	2	2	4	3	2

Man erkennt, daß durch größere Drosselabflüsse die Zahl der Überläufe und deren Dauer deutlich zurückgeht. Auch die entlastete Überlaufmenge geht deutlich zurück, die im Kanal weitergeleitete Mischwassermenge belastet dafür später das Regenüberlaufbecken. Die insgesamt entlasteten Wassermengen und Schmutzfrachten werden fast ausschließlich durch den Zulauf zur Kläranlage (bzw. der Regenabflußspende qr) und durch das Volumen des bzw. der Speicherbecken bestimmt. Die Wahl von Qkrit bei dem oder den Regenüberläufen vor dem Becken ist von sehr geringem Einfluß auf die Gesamtemissionen.

Tabelle 13: Mittlere jährliche Überlaufdaten der Regenüberlaufbecken

spezifisches Volumen m³/ha	Jahresniederschlag N < 600mm Beckenabfluß rab l/(s.ha)			Jahresniederschlag N > 1000mm Beckenabfluß rab l/(s.ha)		
	0,5	1,0	1,5	0,5	1,0	1,5
entlastete Überlaufmenge						
0	3050	2750	2500	5400	4700	4150
20	1750	1450	1250	3550	2850	2300
30	1450	1150	950	3100	2400	1950
50	1000	750	600	2500	1800	1400
Entlastungsrate						
0	88	79	73	88	78	68
20	51	42	35	58	46	38
30	42	34	28	51	39	32
50	29	23	18	41	30	23
Überlaufhäufigkeit						
0	89	85	82	119	113	109
20	40	34	30	61	51	45
30	30	24	22	49	39	33
50	19	15	13	35	26	21
Überlaufdauer						
0	220	175	150	400	340	285
20	85	60	45	200	135	105
30	65	45	35	170	110	85
50	45	30	20	130	80	55

Gegenüber dem Zustand ohne Becken bringt bereits ein Becken mit einem spezifischen Beckenvolumen von 10 m³/ha eine deutliche Reduktion der Überlaufmenge und noch ausgeprägter der Überlaufhäufigkeit und -dauer. Eine Vergrößerung des Beckens auf 20 m³/ha oder noch mehr führt dann zu einer deutlich geringeren relativen Verbesserung (siehe Abbildung 4 - in der Abbildung sind die Ergebnisse eigener Simulationsrechnungen dargestellt). Die Mindestaufenthaltszeit von 20 min gemäß A-128 wird in der Regel auch bei 10m³/ha erreicht, so daß ein Rückhalt der gut absetzbaren Stoffe gewährleistet sein sollte.

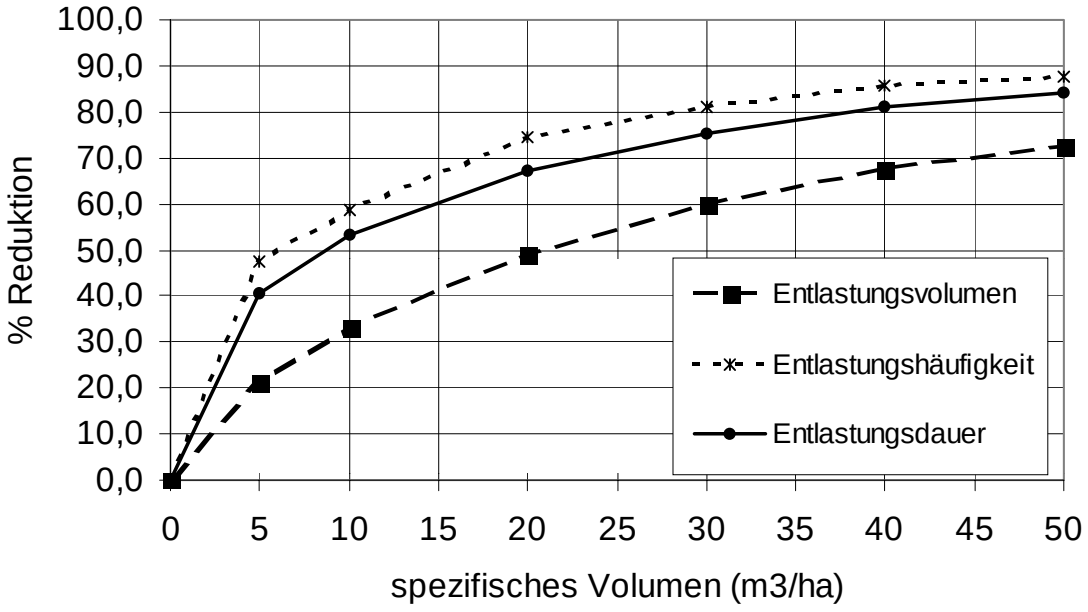


Abbildung 4: Reduktion von Entlastungsvolumen, -häufigkeit und -dauer in Abhängigkeit vom Volumen des Regenüberlaufbeckens

Die Daten von Pecher (1990) zeigen auch, daß bei einem Qkrit für Regenüberläufe von 15 l/(s.ha) und einem Drosselabluß bei Regenüberlaufbecken von 2Qs+Qf der Großteil der aus dem Kanalnetz entlasteten Wassermengen und Schmutzfrachten beim Regenüberlaufbecken entlastet wird, da die im Kanal weitergeleitete Mischwassermenge bei Regenüberläufen in der Regel um eine Zehnerpotenz höher ist als bei Regenüberlaufbecken.

Eine Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage von qr = 1,0 auf qr = 1,5 (ungefähr Qm =12 l/s auf Qm = 17 l/s) führt in dem Fall, daß kein RÜB vor der Kläranlage existiert, zu einer Reduktion der Entlastungsmenge um ca. 10%. Je größer ein existierendes Regenüberlaufbecken ist, umso größer ist die prozentuale Reduktion der Überlaufmenge durch die Erhöhung des Mischwasserzuflusses zur Kläranlage - bei $V_{RÜB}$ = 30 m^3/ha beträgt die Reduktion der Überlaufmenge ca. 18%.

Eine weitere Möglichkeit der „Mischwasserbehandlung“ ist die Vermeidung von Regenwasserabfluß, indem z.B. an die Mischkanalisation angeschlossene Flächen abgekoppelt werden. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme soll an einem Beispiel gezeigt werden.

Variante 0: Au = 10 ha; 100 EW/ha, V-Regenüberlaufbecken = 200 m^3, Qm = 10 l/s, Jahresniederschlag 774 mm. Der Niederschlagsabfluß ist 60% der Regenmenge, 130 mg CSB/l im Oberflächenabfluß zufolge 600 kg CSB/ha Oberflächenverschmutzung (bei Au = 10 ha ergibt das insgesamt 6.000 kg CSB Oberflächenverschmutzung).

Variante 1: wie Variante 0 aber die undurchlässige Fläche wird um 20% auf 8 ha reduziert.

Variante 2: wie Variante 1, zusätzlich wird das Volumen des RÜB von 200 m^3 auf 100 m^3 halbiert.

Variante 3: wie Variante 2, es wird aber berücksichtigt, daß schwach verschmutzte Flächen abgekoppelt werden, während die stärker verschmutzten am Mischkanal bleiben. Für den Abfluß von den abgekoppelten Flächen wird eine CSB-Konzentration von 26 mg/l (statt 130 mg/l) angenommen, für den Abfluß der angeschlossenen Flächen 156 mg/l - die Gesamtfracht von 6000 kg CSB Oberflächenverschmutzung bleibt gleich.

Tabelle 14: Einfluß der Vermeidung von Regenwasserabfluß auf verschiedene Entlastungsparameter

	Variante	Niederschl. abfluß	entlastete Menge	Anzahl Überl.	Überlauf-dauer	entlastete CSB-F	durchschn CSB
		m^3/a	m^3/a	1/a	h/a	kg/a	mg/l
0	A=10ha V=200m^3	46116	16347	42	118	2368	141
1	A=8ha V=200m^3	36893	9940	31	78	1404	141
2	A=8ha V=100m^3	36893	13891	52	120	2005	144
3	A=8ha V=100m^3	36893	13891	52	120	2354	169

Der Vergleich der Varianten 0 und 3 zeigt, daß selbst wenn man annimmt, daß nur gering verschmutzte Flächen vom Mischkanalsystem abgekoppelt werden, durch die Reduzierung der Fläche um 20% das Beckenvolumen um 50% kleiner

gewählt werden kann, ohne daß sich an der Jahres-CSB-Fracht etwas ändert. Die CSB-Konzentration im Überlaufwasser und die Anzahl der Überläufe steigt durch die Verringerung des Beckenvolumens, dies ist aber im Emissionsfall weniger bedeutend.

Bei den bisherigen Überlegungen, und auch den ihnen zugrundeliegenden Simulationen, wurde immer nur die Speicherwirkung eines Regenüberlaufbeckens berücksichtigt. Für ein Fangbecken reicht diese Annahme, solange kein ausgeprägter Spülstoß auftritt. Bei Durchlaufbecken muß man noch die Sedimentationsleistung berücksichtigen. Leider sind die Angaben in der Literatur bezüglich des Wirkungsgrades von Durchlaufbecken sehr unterschiedlich, vor allem ist oft unklar, worauf der Wirkungsgrad bezogen wird. So ist ein erheblicher Teil der Rückhaltewirkung eines Durchlaufbecken allein auf die Fangwirkung zurückzuführen.

Brombach (1992) konnte bei Untersuchungen an 2 Durchlaufbecken zeigen, daß der Median der Sinkgeschwindigkeit der Partikel im Überlaufwasser (0,036 cm/s) deutlich niedriger als der Median der Sinkgeschwindigkeit der Partikel im Zulauf war. Dies ist ein Hinweis, daß sich die gut absetzbaren Partikel abgesetzt haben. Das Rückhaltevermögen von Durchlaufbecken in bezug auf gut absetzbare Stoffe und die daran gebundenen Parameter ist gut. Feine Partikel, die aber tendenziell höher belastet sind, entweichen hingegen über den Klärüberlauf, werden aber im Gewässer weiter verfrachtet.

Absetzbare Stoffe müssen aber nicht zwangsläufig mittels Speicherung zurückgehalten werden, sondern auch mittels Wirbelabscheidern und Zyklonen. Mit diesen wird allerdings nur ein Rückhalt gut absetzbarer Feststoffe erreicht, und gelöste Verschmutzung wird natürlich überhaupt nicht gespeichert.

Ü1 Anforderungen an die Mischwasserbehandlung (und an die Regenwasserbehandlung in Trennsystemen) vom Gewässer her

Die Allgemeine Abwasseremissionsverordnung (1996) definiert als allgemeinen Stand der Rückhalte- und Reinigungstechnik, daß in einer Mischkanalisation anfallende Schmutzstoffe ... weitestgehend in der zentralen Abwasserreinigungsanlage behandelt werden. Hydraulische Entlastungsbauwerke in einer Mischkanalisation sollen nach dem Konzept der kritischen Regenspende sowie unter Berücksichtigung der Forderung der

Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des betroffenen Fließgewässers bemessen und betrieben werden. Nicht oder nur gering verunreinigtes Niederschlagswasser aus einem Siedlungsgebiet mit Mischkanalisation soll - soweit örtlich möglich - noch vor dem Eintritt in die Kanalisation dem natürlichen ober- und unterirdischen Abflußgeschehen überlassen werden.

Das ÖWWV-Regelblatt 19 verlangt bei Regenüberläufen eine kritische Regenspende von 15 l/(s.ha) (bei längerer Fließzeit etwas abgemindert; bei Zufluß von Trenngebieten erhöht). Für stehende Gewässer, Badegewässer und kleine Vorfluter wird eine kritische Regenspende von 25-30 l/(s.ha) empfohlen. Bei Regenüberlaufbecken wird die Errichtung von 15 m^3/ha Speichervolumen gefordert. Bei hintereinandergeschalteten Becken erhöht sich das spezifische Beckenvolumen, auch der Zufluß aus Trenngebieten wird berücksichtigt. Wird mehr als 2Qs + Qf zur Kläranlage weitergeleitet, so kann das Beckenvolumen abgemindert werden.

Vom Grundprinzip her ganz ähnlich sind die Anforderungen in Deutschland. Im Arbeitsblatt A 128 wird für Mischkanalisationen eine maximal zulässige spezifische CSB-Jahresentlastungsfracht festgelegt. Da aber die Einhaltung einer Jahresentlastungsfracht nicht mit vertretbaren Aufwand überprüft werden kann, werden die zulässigen Jahresentlastungsfrachten mit „konstruktiven Vorgaben“, verknüpft, indem festgelegt wird, mit welcher technischen Maßnahme die geforderte Reduktion in der Regel erreicht wird. Für Regenüberläufe wird eine kritische Regenspende vorgegeben, sie liegt je nach Fließzeit zwischen 7,5 und 15 l/(s.ha). Auch in der Schweiz ist die Vorgangsweise ähnlich, die Richtlinien werden allerdings derzeit überarbeitet.

In einigen Ländern wird die Einhaltung maximaler Überlaufhäufigkeiten vorgeschrieben, z.B. in Tschechien (3-7 Überläufe pro Jahr) oder in Belgien (7-10 Überlauftage pro Jahr).

Immissionsbetrachtungen (maximale O_2- und ev. NH_3-Konzentrationen im Gewässer in Abhängigkeit von Häufigkeit und Dauer des Auftretens) sind z.B. in Dänemark, England und teilweise in Tschechien anzustellen. In der Regel sind mehr oder weniger komplizierte Modellrechnungen erforderlich.

Es bedarf einer klaren Trennung zwischen Emissionsfall und Immissionsfall. In allen Fällen, in denen akute Gewässerbeeinträchtigungen durch

Mischwasserentlastungen ausgeschlossen werden können, soll die Gewässerverunreinigung durch Mischwasserentlastungen mit der Festlegung von Mindestanforderungen so gering wie „vernünftigerweise möglich“ gehalten werden. Hierzu bedarf es Kosten-Nutzen-Überlegungen, denn „Stand der Technik“ könnte bei der Mischwasserbehandlung bedeuten, 100% des abfließenden Niederschlagswassers zu speichern, um es anschließend in der Kläranlage zu reinigen. Technisch machbar ist es allemal, wirtschaftlich und ökologisch aber wohl kaum sinnvoll. Im Emissionsfall liegt das Augenmerk auf der akkumulativen Belastung. Wieviel Niederschlagsabfluß soll über die Kläranlage geleitet werden, ca. 25-30%, wenn kein Becken existiert, oder ca. 75% bei einem spezifischen Beckenvolumen von 40 m^3/ha?

Ein Problem in der Festlegung einer spezifischen Beckenkubatur (wie in Österreich und in Deutschland üblich) statt des Nachweises des Stoffrückhaltes liegt darin, daß andere Maßnahmen z.B. Zyklonabscheider oder Wirbelabscheider zum Rückhalt von Feststoffen nicht berücksichtigt werden.

Höhere Drosselabflüsse bei Regenüberläufen bewirken, daß die Häufigkeit des Anspringens eines Regenüberlaufes deutlich reduziert, und damit z.B. die ästhetische Gewässerbelastung geringer gehalten wird. Außerdem ergeben sich für die Kanalisation bei der Wahl einer größeren kritischen Regenspende keine erheblichen Mehrkosten, weil der Kanalquerschnitt der nachfolgenden Leitung in der Regel nur zu einem geringen Teil von der Drosselmenge des RÜ bestimmt wird, sondern vielmehr durch die Größe des nachfolgenden Gebietes. Daher ist die Wahl einer kritischen Regenspende von ca. 15 l/s.ha, wie es im ÖWWV-Regelblatt 19 und im ATV-Arbeitsblatt A-128 verlangt wird, sinnvoll, auch wenn kleinere Drosselabflüsse bei Regenüberläufen im Emissionsfall keine akute Gefährdung des Gewässers bedeuten. Ist aber in einem bestehenden Netz bei einem RÜ der Drosselabfluß niedriger als in den Mindestanforderungen festgelegt, so sind unseres Erachtens nur dann Maßnahmen zu setzen, wenn ein Gewässerschutzproblem identifiziert wird. Über die Auswirkungen der Häufigkeit von Entlastungen, die keine akuten Beeinträchtigungen darstellen, auf den biologische Zustand im Gewässer liegen bislang kaum einschlägige Erfahrungen vor. Daher sind zum Problem der Entlastungshäufigkeit von Überlaufbauwerken noch keine abgesicherten „biologischen Grenzwerte“ bezüglich der Frequenz anzugeben (Wolf, 1988).

In sehr vielen Fällen wird sich die Wirkung von Mischwasserentlastungen auf ästhetische Beeinträchtigungen beschränken. Zum Zweck der Rückhaltung von Grobstoffen können Becken aber auch (zusätzlich oder als Alternative) andere Maßnahmen, etwa Sieb- und Rechenanlagen, gezielt eingesetzt werden (Krejci, 1991). Da die Bevölkerung gerade diese Beeinträchtigung wahrnimmt, sind solche Maßnahmen unseres Erachtens sinnvoll, eine Verringerung der Belastung der Biozönose ist damit allerdings nicht verbunden. (Kosten/Nutzen - Entscheidung)

Im Immissionsfall muß das Augenmerk auf dem Einzelereignis liegen. Durch einfache Mischungsrechnungen ist abzuschätzen, welche Ammoniakkonzentrationen im Gewässer auftreten können, und ob kritische Situationen hinsichtlich O_2-Gehalt und Feststoffe ausgeschlossen werden können. Bei dieser Prüfung ist unbedingt auch die Gewässermorphologie anhand einiger klar definierter bzw. noch zu definierender Kriterien (z.B. Werth, 1987) einzubeziehen, da die stoffliche wie auch die hydraulische Belastbarkeit eines Fließgewässers in entscheidendem Maße von dessen morphologischem Zustand abhängt. Diese Untersuchung muß nicht von einem Gewässerbiologen durchgeführt werden.

Kann bei dieser Vorprüfung eine stoffliche und/oder hydraulische Belastung durch Mischwasserentlastungen nicht ausgeschlossen werden, so ist bei bestehenden Mischwassereinleitungen zu prüfen, ob allgemeine Störungen der Biozönose sichtbar werden, etwa durch den Rückgang anspruchsvoller Arten und das Hervortreten toleranter Arten. Diese Untersuchung muß von einem Gewässerbiologen durchgeführt werden. Dabei wird der Zustand (die Biozönose) unterhalb der Einleitung mit einer oberhalb gelegenen Referenzstelle verglichen. Gibt es biozönotische Unterschiede, so ist zu prüfen, ob und wie weit die Mischwassereinleitung die Ursache dafür ist. Es ist abzuwägen, welche Belastung die Biologie des Gewässers am stärksten beeinträchtigt, und daher mit höchster Priorität zu beheben ist.

Bei den weitergehenden Maßnahmen ist unbedingt ein Bündel von Maßnahmen zu prüfen. Bei dauerhaft hohen pH-Werten (z.B. > 8,5) als vorwiegendes Merkmal eines eutrophen Gewässers ist eine Sanierung des Gewässers im Regelfall mit Maßnahmen an Mischwasserüberläufen alleine nicht sicherzustellen (ATV, 1993). Hinsichtlich kritischer Sauerstoffgehalte wurde

gezeigt, daß bei den größten Regenereignissen, die gleichzeitig in der Regel auch die kritischsten sind, die Vergrößerung des Beckenvolumens in vielen Fällen nur eine geringe Verbesserung bringt. Auch im Bericht der ATV-Arbeitsgruppe „Beeinflussung der Gewässergüte durch Mischwassereinleitungen“ wird ausdrücklich angeführt, daß einer verstärkten Mischwasserspeicherung über das in A-128 empfohlene Maß hinaus nur in besonders begründeten Fällen der Vorrang vor anderen weitergehenden Maßnahmen zu geben ist (ATV, 1993).

Im Anhang 1 des Arbeitsblattes A-128 werden einige weitergehende Maßnahmen genannt (ATV, 1992 verändert und ergänzt):

1. Maßnahmen im Einzugsgebiet: Versickerung, Entsiegelung, maßgebende Verminderung von toxischen Stoffen am Anfallort, Schmutzwasserspeicher

2. Maßnahmen in der Kanalisation: Verbesserung des Stoffrückhaltes an Einläufen, Erhöhung der Scheppspannung im Kanal (Ei-Profil statt Kreis-Profil), Kanalspülung, Kanalnetzbewirtschaftung, Erhöhung des spezifischen Speicherabflußes wenn möglich, Behandlung des Entlastungsabflusses (Hydrozyklon, Teiche, Bodenfiler).

3. Maßnahmen im und am Gewässer (Morphologie): Verbesserung der Sohlen- und Uferstruktur durch Refugialräume, Schaffung von gewässerauf- und abwärts durchgängigen Wanderungsmöglichkeiten für Organismen, Verringerung der Sohlschubspannung (Abflußprofil im Gewässer), Verbesserung des Abbaus von zehrenden Stoffen, Beschattung

Im Immissionsfall, wenn also akute Beeinträchigungen der Gewässergüte vorhanden oder zu befürchten sind, werden alternative Maßnahmen oft notwendig sein. Aber auch im Emissionsfall sollte abgewogen werden, ob nicht andere Maßnahmen als der traditionelle Beckenbau sinnvoll ist, wie das Beispiel der Entsiegelung im vorangegangenem Kapitel gezeigt hat.

Maßnahmen gegen eine akut gewässerschädigende Wirkung von Einleitungen aus Trennkanalisationen müssen sich vor allem auf die absetzbaren Stoffe und auf den hydraulischen Streß konzentrieren. Die Konzentrationen an leicht abbaubaren organischen Verbindungen und die NH_4-N-Konzentrationen sind in Regenwasserkanälen in der Regel deutlich niedriger als in Mischkanälen.

Daher ist weder Ammoniaktoxizität noch eine Gefährdung des Sauerstoffgehaltes zu befürchten. Eine wichtige Ausnahme bilden aber z.B. verschmutzte Hofflächen in landwirtschaftlichen Gebieten („Misthaufen“) und Trennkanalisationen mit Fehlanschlüssen.

Die Allgemeine Abwasseremissionsverordnung (1996) definiert als allgemeinen Stand der Rückhalte- und Reinigungstechnik, daß nicht oder nur gering verunreinigtes Niederschlagswasser aus einem Siedlungsgebiet mit Trennkanalisation - soweit örtlich möglich - noch vor dem Eintritt in den Regenwasserkanal dem natürlichen ober- und unterirdischen Abflußgeschehen überlassen werden. Niederschlagswasser mit anthropogenen Verunreinigungen aus Abschwemmungen von Flächen in Siedlungsgeieten mit Trennkanalisation, von stark frequentierten Verkehrsflächen, ..., soll, sofern die Einleitung in ein Fließgewässer eine Veränderung der Wasserbeschaffenheit erwarten läßt, die das geringfügige Ausmaß übersteigt, mit Maßnahmen nach dem Stand der Technik sowie unter Berücksichtigung der Forderung der Erhaltung der ökologischen Funktionsfähigkeit des betroffenen Fließgewässers gereinigt und eingeleitet werden.

In einigen deutschen Bundesländern gibt es Richtlinien zur Regenwasserbehandlung, in denen abhängig von der Nutzung der Flächen Einleitungskriterien und eventuell damit verbundene Behandlungsmaßnahmen festgelegt sind, wobei es zum Teil beträchtliche Unterschiede zwischen einzelnen Bundesländern gibt.

2/3 der Städte > 200.000 Einwohner mit Regenwasserkanalisationen in Deutschland verfügt zur Zeit über keine Regenwasserbehandlung. Das spezifische Volumen der Regenklärbecken beträgt in der Regel ca. 10 m^3/ha befestigte Einzugsfläche. Dies ergibt sich aus den Bemessungskriterien wonach bei Qr,krit + Qf eine Oberflächenbeschickung von 10 m/h nicht überschritten werden soll und die Beckentiefe mindestens 2 m betragen soll.

5 Auswirkungen der Mischwasserbehandlung auf den Betrieb der Kläranlage

Der Gewässerschutz erfordert eine gemeinsame Betrachtung der Emissionen aus dem Kanalnetz und aus der Kläranlage bei Regenwetter. Durch hohe Zulaufmengen zur Kläranlage kann bei der Mischwasserbehandlung Beckenvolumen eingespart werden, umgekehrt ergeben sich dadurch aber höhere Investitionen und eventuell Betriebsprobleme auf der Kläranlage.

Nach den derzeit geltenden Richtlinien wird die Kläranlage auf Qm = 2Qs + Qf ausgelegt, wobei für die Trockenwetterspitze Qs+Qf nach A-131 der 85%-Wert aller Trockenwettertage heranzuziehen ist. Gegenüber dem durchschnittlichen Trockenwetterzufluß (50%-Wert) kommt es daher im Regenwetterfall je nach Verhältnis stündlicher Spitzenzufluß zu Tageszufluß (vor allem abhängig vom Fremdwasseranfall) zu einem deutlichen Anstieg der Zulaufmenge. In der Praxis sind viele Kläranlagen nicht ausgelastet, weil große Reserven vorgesehen wurden, so daß das Verhältnis Mischwasserzufluß zu Trockenwetterzufluß vielfach bei 10 liegen kann. Dadurch verschärfen sich viele der nachgenannten Probleme.

Es wurde bereits erwähnt, daß die Remobilisierung von bei Trockenwetterabfluß abgelagerten Schmutzstoffen zu einer deutlichen Erhöhung der Stoffkonzentrationen und -frachten im Mischwasser führen kann. Vor allem in flachen Kanalnetzen wird außerdem durch die Erhöhung der Fließgeschwindigkeit der Trockenwetterabfluß aus dem Kanalnetz „ausgespült“, (vergleichbar mit der Ausspülung der Vorklärung). Besonders bei flachen Kanalnetzen kann es zunächst zu einer Frachterhöhung kommen, die ein mehrfaches der maximalen Trockenwetterfracht beträgt. Die Konzentration an leicht abbaubarer Substanz nimmt ab, die Fracht an partikulären Stoffen nimmt zu.

5.1 Einfluß auf Behandlungsstufen

Bei der folgenden Beschreibung der Auswirkungen auf die einzelnen Behandlungsstufen der Kläranlage wurde sehr stark auf einen Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.12.1 „Auswirkungen der Regenwasserbehandlung auf Kläranlagen“ (ATV, 1997) zurückgegriffen.

Der Rechengutanfall steigt bei Mischwasserzufluß auf das 5 bis 10 fache gegenüber Trockenwetterbedingungen (Kassner, 1987). Der Rechen ist mit 2,5 Betriebsstörungen je Einheit und Jahr das störanfälligste Aggregat (Wagner, 1995). Auch die Menge an Sandgut nimmt bei Regenwetter deutlich zu, wobei vor allem sommerliche Starkregen nach längeren Trockenperioden von Bedeutung sind (Londong, 1990). Unvollständiger Sandrückhalt kann zu zahlreichen Problemen führen, wie Ablagerungen in der Faulung, Beschädigung von Pumpen und Verstopfung von Leitungen. Das größte Problem bei der Vorklärung ist das unterschiedliche Rückhalteverhalten von Wassermengen und Konzentrationen. Während der hydraulische Stoß nahezu unmittelbar durch die Vorklärung durchschlägt, verbleiben die Konzentrationen im Ablauf der Vorklärung noch länger auf Trockenwetterniveau, bis sich nach etwa der Aufenthaltszeit in der Vorklärung Mischwasserkonzentrationen im Ablauf der Vorklärung einstellen. Aus diesem Grund ist auch die früher häufige Praxis des Abschlagens nach der Vorklärung abzulehnen. Da früher die Vorklärung groß ausgelegt wurde, was heute wegen der Stickstoffentfernung ungünstig ist, ist zu überlegen, einen Teil der Vorklärung, wenn möglich, als Durchlaufbecken zu verwenden.

Die CSB-Frachten im Ablauf der Belebung sind bei Mischwasserzufluß höher als bei Trockenwetterverhältnissen, da die Konzentrationen im Ablauf im wesentlichen vom Schlammalter abhängen und daher nicht im gleichen Maße abnehmen wie die Verdünnung der Zulaufkonzentrationen bei längeren Regenereignissen.

Die nitrifizierbare Stickstofffracht hängt von der vorhandenen Nitrifikantenpopulation ab, und diese wiederum von der nitrifizierten Stickstofffracht während der letzten 1-2 Schlammalter. Entsprechend der vorhandenen Nitrifikantenpopulation kann abhängig von der Temperatur eine bestimmte Stickstofffracht nitrifiziert werden. Durch die Auswaschung des Kanals und der Vorklärung kann es zu einer Erhöhung der Stickstofffracht kommen, die die vorhandene Nitrifikationskapazität übersteigt. Es kommt dann zu erhöhten NH_4-N-Ablaufwerten, da im Gegensatz zum Kohlenstoffabbau Speichervorgänge bei der Nitrifikation keine Rolle spielen. Die Beeinträchtigung der Nitrifikation wird noch verschärft, wenn durch die Verlagerung von Belebtschlamm in die Nachklärung durch den erhöhten Zufluß die Masse an Nitrifikanten in der Belebung zurückgeht.

Die Denitrifikation leidet bei Mischwasserzufluß vor allem durch den Rückgang der Konzentration an leicht abbaubaren Substanzen im Zulauf. Kommt es durch die bei Mischwasserzufluß erhöhte hydraulische Belastung im Zulauf zur Denitrifikationszone zu einem signifikanten Sauerstoffeintrag, so wird die Denitrifikation zusätzlich limitiert.

Die biologische Phosphorentfernung wird durch den Rückgang an organischen Säuren im Zulauf beeinträchtigt (das Wasser kann im Kanalnetz nicht ansäuern). Zusätzlich kann bei Mischwasserzufluß der Gehalt an Nitrat im Zulauf anwachsen. Beide Effekte beeinträchtigen die Phosphatrücklösung im anaeroben Becken.

Der kritische Teil der Kläranlage bei Mischwasserzuflüssen ist jedenfalls die Nachklärung. Durch die Erhöhung der hydraulischen Belastung wird Schlamm aus der Belebung in die Nachklärung verlagert. Bei der Bemessung der Nachklärung nach A-131 wird eine Verlagerung von 30% des Schlamms aus der Belebung berücksichtigt. Ist das Volumen bzw. auch die Tiefe der Nachklärung ausreichend groß, so kommt es in der Regel zu keiner (wesentlichen) Beeinträchtigung der Ablaufqualität. Im Trockenwetterbetrieb muß jedenfalls darauf geachtet werden, daß der Schlammspiegel so niedrig bleibt, daß ausreichend Reserve für einen eventuellen Mischwasserfall bleibt. Das Problem der Schlammverlagerung ist bei niedrig belasteten Belebungsanlagen deutlich größer als bei hoch belasteten Anlagen, da bei letzteren die Belebung viel kleiner ist und daher weniger Schlamm verlagert werden kann. Untersuchungen an der Technischen Universität München haben gezeigt, daß sich vor allem schnelle Zuflußerhöhungen negativ auswirken. Die Münchner Versuche haben auch darauf hingedeutet, daß große Nachklärbecken mit einem Durchmesser > 40m bei hinreichender Bemessung weniger empfindlich auf hydraulische Belastungsstöße reagieren als kleinere Becken (20-40m). Dies könnte damit erklärt werden, daß einerseits der Einfluß von Turbulenzen im Einlaufbereich bei großen Becken geringer ist, und andererseits der lange Fließweg reicht, daß sich die Schlammpartikel absetzen.

5.2 Bauliche und betriebliche Maßnahmen

Die Vermeidung von erhöhten Ammoniumablaufwerten und von Schlammabtrieb ist die primäre Anforderung an den Betrieb der Kläranlage bei Mischwasserzufluß. Die Stickstoffentfernung muß nur im Jahresmittel erreicht werden, und ein Rückgang bei der biologischen Phosphorentfernung kann durch eine Erhöhung der Fällmitteldosierung kompensiert werden.

Im Hinblick auf die Nitrifikation muß es das Ziel beim Betrieb der Kläranlage sein, Zulauffrachtspitzen so gering wie möglich zu halten. Zum Beispiel sollten Rückläufe aus der Schlammbehandlung bei einsetzendem Mischwasserzufluß gestoppt werden. Auch die Nutzung eines nicht mehr benötigten Vorklärbeckens als Durchlaufbecken wäre denkbar um Frachtspitzen auszugleichen. Des weiteren könnte die Zulaufmenge zu Beginn des Ereignisses unter 2Qs+Qf gedrosselt werden.

Die Nitrifikationsleistung läßt sich bei Mischwasserbelastung nur durch eine Erhöhung des aeroben Volumens steigern. Um beim Mischwasserfall eine größtmögliche Nitrifikantenpopulation zur Verfügung zu haben, sollte im Trockenwetterfall möglichst wenig (< 1 mg/l) Ammonium in den Ablauf gelangen.

Auch um eine schlagartige Erhöhung der hydraulischen Belastung der Nachklärung zu vermeiden, wäre es zu überlegen, einen auf die Kläranlage abgestimmten variablen Mischwasserzufluß zu wählen, der zu Beginn des Ereignisses und bei Beckenentleerung unter 2Qs+Qf und in der Zwischenzeit über 2Qs+Qf liegt. Die Erhöhung der Rücklaufschlammenge sollte erst mit einer gewissen Verzögerung vorgenommen werden.

Bei Trockenwetter sollte das Schlammvolumen nicht über den Bemessungswert angehoben werden, es sei denn die praktische Erprobung zeigt, daß es die Nachklärung verträgt. Der Betrieb der Kläranlage bei Trockenwetter ist also mitentscheidend für das Verhalten der Kläranlage bei Mischwasserzufluß (vorausschauend betreiben!).

Die Steuerung der Regenüberlaufbecken sollte, mit dem Ziel Frachtspitzen zu vermeiden, in Abstimmung auf den Kläranlagenbetrieb erfolgen.

Die Einführung einer automatischen Regelung des Schlammhaushaltes mit On-Line Messungen (z.B. des Schlammspiegels in der Nachklärung) und einer darauf abgestimmten Zulaufmenge oder auch Rückführung könnte zu einer Verbesserung der Reinigungsleistung führen, birgt aber auch die Gefahr von Fehlern bei der Regelung. Bis jetzt sind diese Systeme noch nicht ausgereift.

6 Zusammenfassung

Generell sollte die Vermeidung von Regenabflüssen (Entsiegelung) wo immer es möglich und sinnvoll ist, die breitflächige Versickerung über eine bewachsene Bodenzone und ein verzögerter Abfluß angestrebt werden. Trotzdem wird es auch zukünftig nicht möglich sein, das gesamte Niederschlagswasser in der Kläranlage zu reinigen. Für das Gewässer sind die Gesamtemissionen entscheidend, daher ist eine gemeinsame Betrachtung von Kanalnetz und Kläranlage erforderlich. Das Ausmaß und die Art der Mischwasser- und Regenwasserbehandlung wird sehr stark davon abhängen ob akute Beeinträchtigungen der Gewässergüte, wie Ammoniaktoxizität, Sauerstoffmangel und hydraulischer Streß zu befürchten sind (Immissionsfall) oder nicht. In diesen Fällen ist die Betrachtung von Größe, Dauer und Häufigkeit von (extremen) Einzelereignissen erforderlich. Das eventuelle Schadausmaß diskontinuierlicher Stoßbelastungen wird ganz erheblich durch andere Probleme, wie kontinuierliche Belastungen, Eutrophierung und strukturelle Defizite (Fließgewässermorphologie) bestimmt. Lösungsansätze dürfen daher nicht isoliert von diesen betrachtet werden.

Diese Arbeit wurde durch das Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft unterstützt.

7 Literatur

ARGE Ökologie, 1996; Entlastungskonzept Stooberbach, Limnologischer Bericht, Wien, 1996

ATV, 1980; Behandlung des Regenabflusses beim Trennverfahren
ATV Arbeitsgruppe 1.3.2 - Korrespondenz Abwasser 1/80

ATV, 1992; Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen , Arbeitsblatt A-128, GFA

ATV, 1993; Weitergehende Anforderungen an Mischwassereinleitungen. - Grundlagen und Vorprüfung, 1.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1, Korrespondenz Abwasser 40 (5), 802 f.

ATV, 1994; Umgang mit Regenwasser - derzeitiger Stand der Regenwasserbehandlung im Trennsystem
1.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 1.4.3, Korrespondenz Abwasser 41 (2)

ATV, 1996; Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser
2.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 1.4.3, Korrespondenz Abwasser 43 (8)

ATV, 1997: Weitergehende Anforderungen an Mischwassereinleitungen. - Grundlagen und Vorprüfung 2.Teil sowie Hinweise zur biologische Beurteilung mischwasserbelasteter Gewässer
1.Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.1.1, Korrespondenz Abwasser 44 (5)

ATV, 1997: Auswirkungen der Mischwasserbehandlung auf den Betrieb von Kläranlagen Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.12.1, Korrespondenz Abwasser 44 (8)

Beudert, 1997; Gewässerbelastung und Stoffaustrag von befestigten Flächen in einem kleinen ländlichen Einzugsgebiet, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.80

Borchardt, 1997: Wirkung von Regenwasser und Mischwassereinleitungen auf die Gewässerqualität ;Abwasserableitung - Entwässerungskonzepte; ATV-Kurse zur Abwassertechnik

Borchardt, 1992: Wirkungen stoßartiger Belastungen auf ausgewählte Fließgewässerorganismen - Ein Beitrag zur Beurteilung ökologischer Schäden durch Niederschlagswasereinleitungen aus Kanal, Wasser Abwasser Abfall 10, Kassel

Brauckmann, 1987; Zoozönologische und saprobiologische Beiträge zu einer allgemeinen regionalen Bachtypologie, Arch. Hydrobiol. Beih. Ergebn. Limnol. 26, 1-355

Brombach, Michelbach, Schäfer, 1995; Entlastungstätigkeit und Stoffrückhalt in Regenüberlaufbecken im Untersuchungsg. „Alb“, Schadstoffe im Regenabfluß III - BMBF Verbundprojekt, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73

Brunner, 1975; Die Verschmutzung des Regenwasserabflusses im Trennverfahren; Berichte Wassergütewirtsch und Gesundheitsingenieurwesen, Bd. 9, TU-München

Deutsch, Fleckseder, 1995; Emissionsgrenzwerte und ihre Bedeutung für den Gewässerschutz, Wiener Mitteilungen Band 125

Emerson K., Russo R.C., Lund R.E., 1975; Aqueous ammonia equilibrium calculations: effect of pH and temperature, J.Fish. Res. Board Can. 32, 2379-2383

Foundation for Water Research, 1994; A planning guide for the management of urban waste water discharges during wet weather; Buckinghamshire, 1994

Frutiger, Gammeter,1996; Zustandsbeurteilung Fließgewässer - ein Methodenvorschlag, Mitgliederversammlung des VSA am 31.5.96 in Bern

Gebhard, Lützner, 1995; Gesamzemissionsbetrachtungen Teil 1, Schmutzfrachtberechnungen im Untersuchungsgebiet Dresden , Schadstoffe im Regenabfluß III - BMBF Verbundprojekt, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73

Geiger, 1984: Mischwasserabfluß und dessen Beschaffenheit - ein Beitrag zur Kanalnetzplanung; Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München Nr.50

Geiger, 1990: New Drain- New Dimensions in Urban Storm Drainage Proceedings 5th Int. Conference on Urban Storm Drainage Vol.1, 33-47

Göttle, 1978; Ursachen und Mechanismen der Regenwasserverschmutzung - Ein Beitrag zur Modellierung der Abflußbeschaffenheit in städtischen Gebieten, Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen TU München Nr.23

Hamm, 1991; Studie über die Wirkung von Nährstoffen in Fließgewässern, Sankt Augustin, Academia Verlag

Harremoes P., 1982; Immediate and delayed oxygen depletion in rivers, Water Research 16 1093-1098

Harremoes P., 1998; Stochastic models for estimation of extreme pollution from urban runoff, Water Research 22 1017-1026

Harremoes P., 1986; Seeverschmutzung durch Nährstoffe aus der Regenentlastung, Korrespondenz Abwasser 3/86

House, Ellis, Herricks, Hvitved-Jacobsen, Seager, Lijklema, Aalderink, Clifforde, 1993 Urban drainage - impacts on receiving water quality, Wat. Sci. Tech. Vol. 27 No. 12

Kassner W., 1987; Regenbecken und Klärbetrieb, Planung Bau und Betrieb von Regenentlastungen, Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitswesen, TU-München

Krauth K.H. 1970; Der Abfluß und die Verschmutzung des Abflusses in Mischwasser-kanalisationen bei Regen; Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Bd.45

Krauth K.H. 1979; Der Regenabfluß und seine Behandlung im Mischverfahren Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Bd.66

Krauth K.H., Stotz G., 1985; Minimierung des Schmutzstoffeintrages aus Siedlungsgebieten in Vorfluter, Deutsche Forschungsgemeinschaft, Schlußbericht Kr 624/3-2, Stuttgart, 1985

Krejci et.al., 1994; Integrierte Siedlungsentwässerung - Fallstudie Fehraltdorf; Eidg. Anstalt für Wasserversorg. Abwasserr. und Gewässerschutz EAWAG; Dübendorf

Krejci V., 1991; Sieb- und Rechenanlagen für Behandlung von Regenüberläufen aus Mischkanalisationen in der Schweiz, Wasser Abwasser Abfall Nr.7, Kassel, 1991

Lijklema, Tyson, Lesouef, 1993; Integrated management of urban waters - a preface, Wat. Sci. Tech. Vol. 27 No. 12

Pecher R., 1991: Überlaufdaten von Regenentlastungen, aus Anforderungen an die Regenwasserbehandlung bei Mischwasserkanal, Wasser-Abwasser-Abfall 7, Kassel

Rauch und Renner, 1996; Untersuchungen zur Effizienz von Fangbecken in Mischkanalisationen, Wasser - Abwasser, GWF Nr.6

ÖWWV, 1987; Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen; ÖWWV-Regelblatt 19, Wien

Robien und Xanthopoulos, 1995; Modellansätze für die Beschreibung des Schadstoffeintrages in das Kanalnetz, Schadstoffe im Regenabfluß III - BMBF Verbundprojekt, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73

Robien und Xanthopoulos, 1995; Schweb- und Schadstofftransport in Regenwasserkanalisationen, Schadstoffe im Regenabfluß III - BMBF Verbundprojekt, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73

Sampl, 1986; Einfluß von Nährstoffabschwemmung und Bodenerosionauf die Gewässereutrophierung; Bundesministerium für Land und Forstwirtschaft, Wien

Schäfer, 1995; Messungen niederschlagsbedingter Schadstoffbelastungen im Vorfluter, Schadstoffe im Regenabfluß III - BMBF Verbundprojekt, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe Bd.73

Skoda, 1996; Beitrag zum Entwässerungsplan Stoober-Bach / Starkniederschläge im Einzugsbgebiet Projektbericht, Abwasserverband Mittleres Burgenland, Oberpullendorf 1996

TUSCH, 1990; Stickstoffbilanz für Österreich, Interdisziplinäres Projekt Technischer Umweltschutz, Universität für Bodenkultur - TU-Wien, 1990

Wagner W., 1995; Maßnahmen zur Betriebssicherheit von Kläranlagen, Wasser und Boden 1995, S.27-32

Werth, 1987; Ökomorphologische Gewässerbewertung in Oberösterreich, Österreichische Wasserwirtschaft 39 5/6

Wilson et.al., 1974; A critical appraisal of empirical equations and models for the prediction of the coefficient of rearation of deoxygenated water, Water Research, Vol.8 341-361

Wolf, 1988, Beeinflussung der Beschaffenheit von Fließgewässern durch Regenentlastungen der Mischkanalisation, Korrespondenz Abwasser Nr 35/12

Xanthopoulos, 1992; Niederschlagsbedingter Schmutzstoffeintrag in die Kanalisation, Schadstoffe im Regenabfluß II, BMT-Verbundprojekt, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe

Dipl.Ing. Robert Fenz
Dipl.Ing. Dr. Otto Nowak

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft / TU-Wien
Karlsolatz 13/226
1040 Wien

Tel: 01 / 58801 - 3145
Fax: 01 / 504 21 57
Mail: rfenz@iwag.tuwien.ac.at
Mail: onowak@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 45 - 77
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Hydraulik von Kläranlagen

L. Prendl

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien

1 Einleitung

Die Hydraulik kann in die Hydrostatik, die Gesetzmäßigkeiten des stehenden Wassers, und die Hydrodynamik, die Gesetzmäßigkeiten des bewegten Wassers, eingeteilt werden. Ziel dieses Beitrages ist es, die hydrodynamischen Grundlagen für die hydraulische Gestaltung von Kläranlagen, also die Dimensionierung von Leitungen und Gerinnen, Gestaltung von Mengenaufteilungen, usw. in übersichtlicher und leicht anwendbarer Form darzustellen. Die Beschreibung der Kraftwirkung des stehenden und bewegten Wassers soll nicht Thema dieses Beitrages sein.

2 Vorgang der hydraulischen Berechnung

2.1 Allgemeines

2.1.1 Höhenmäßige Anordnung der Kläranlage

Eine Kläranlage ist höhenmäßig zwischen Zulaufkanal und Gewässer einzubinden. Die Höhenlage der Becken hat Auswirkungen auf die Baukosten (Grundwasserstände, Baugrundverhältnisse, Hochwasserpumpwerk) und auf die Betriebskosten (Pumpkosten). Die Festlegung der Höhenlage der Becken stellt sich daher als Optimierungsaufgabe zur Erreichung der minimalen Gesamtkosten dar. Im Allgemeinen wird man danach trachten, daß man ohne Ablauf- bzw. Hochwasserpumpwerk auskommt. Die Kläranlage muß bis zum Projektshochwasserstand im Vorfluter auch hydraulisch voll funktionstüchtig bleiben. Der Projektshochwasserstand ist der Anknüpfungspunkt der Kläranlagenhydraulik zum Gewässer.

2.1.2 Erforderliche Vorarbeiten

Festlegung des Projektshochwasserstandes im Vorfluter

Festlegung der maßgeblichen hydraulischen Belastung für die Lastfälle

Q_N Nachtstundenmittel, mittlerer Trockenwetterzulauf zwischen 20 und 8 Uhr, wenn keine Meßwerte vorliegen 1/36 der Tageswassermenge

Q_T Tagstundenmittel, mittlerer Trockenwetterzulauf zwischen 8 und 2 Uhr, wenn keine Meßwerte vorliegen 1/18 der Tageswassermenge

Q_R Maximaler Regenwetterzulauf

Für Kläranlagen, die bei der Inbetriebnahme nur teilweise ausgelastet sind, weil z.B. die Kanalisation erst gebaut wird, muß die hydraulische Funktionsfähigkeit bei Q_T und Q_N auch für Teilbelastungszustände nachgewiesen werden. Dabei ist vor allem die Einhaltung der Mindestfließgeschwindigkeiten von Bedeutung.

Festlegung des Fließschemas

Es müssen die verschiedenen hydraulischen Betriebfälle wie, interne Rezirkulationen, Revisionsfälle, unterschiedliche Rücklaufschlammengen und dergleichen berücksichtigt werden.

2.1.3 Fließgeschwindigkeiten

Zur Vermeidung von Ablagerungen in den verbindenden Rohrleitungen und Gerinnen sind bei der mittleren Tageswassermenge Q_T folgende Mindestfließgeschwindigkeiten einzuhalten:

- bis zum Rechen $v_{min} = 0{,}6$ m/s
- vom Rechen bis zum Sandfang $v_{min} = 0{,}5$ m/s
- vom Sandfang zur Vorklärung $v_{min} = 0{,}4$ m/s
- Schlammleitungen und Gerinne (von der Belebung zur Nachklärung, Rücklaufschlamm, Überschußschlamm) $v_{min} = 0{,}4$ m/s

Für Leitungen und Gerinne, in denen abgesetztes Abwasser (nach Vor- und Nachklärung) transportiert wird, ist die Einhaltung einer Mindestfließgeschwindigkeit nicht erforderlich. Um unnötige Verluste zu vermeiden, sollte eine maximale Fließgeschwindigkeit von 1,5 m/s eingehalten werden.

2.2 Vorgangsweise bei der Berechnung

Die Berechnung der Fließverluste erfolgt bei strömendem Abfluß gegen die Fließrichtung und bei schießendem Abfluß in Fließrichtung. In den Gerinnen und Leitungen einer Kläranlage herrscht im Allgemeinen strömender Abfluß vor. Ausnahmen sind Überfälle und Venturigerinne, wo ein Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluß auftritt bzw. erzwungen werden muß. Ein Fließwechsel bewirkt immer eine Entkoppelung des hydraulischen Systems, das heißt, daß die Energielinie und die Wasserspiegellage im oberhalb gelegenen Gerinne oder Leitungsabschnitt von der Energiehöhe und Wasserspiegellage im unterhalb gelegenen nicht beeinflußt wird. Damit ergeben sich für die Berechnung einer Kläranlage mehrere hydraulisch entkoppelte Abschnitte (z.B. vom Ablauf ins Gewässer bis zur Sammelrinne Nachklärbecken, Überfall Nachklärung bis Verteilbauwerk usw.).

Die Berechnung der einzelnen hydraulisch entkoppelten Abschnitte erfolgt von unten nach oben gegen die Fließrichtung. Sämtliche Fließverluste (kontinuierliche Verluste durch Reibung und örtliche Verluste durch Umlenkungen, Querschnittsänderungen, etc. sind auf die Energielinie zu beziehen. Der Wasserspiegel liegt jeweils um die Geschwindigkeitshöhe ($v^2/2g$) tiefer. In den Becken liegen Wasserspiegel und Energielinie auf gleicher Höhe.

Die hydraulisch entkoppelten Abschnitte bestehen in der Regel aus mehreren hydraulischen Elementen,. Typische hydraulische Elemente sind Druckrohrleitung, Freispiegelgerinne, Überfall, Venturigerinne, Sammelrinne, Tauchrohr, Beckenzulauf, Aufteilungen. Die Berechnung der Verluste der einzelnen Elemente erfolgt nach Abschnitt 5. Die genaue Berechnung der Wasserspiegellagen bei Freispiegelgerinnen muß iterativ erfolgen.

Die hydraulische Berechnung beginnt mit der Festlegung der Wasserspiegellage und der Energiehöhe im Vorfluter beim Projektshochwasser. Die Querschnittsabmessungen und die Höhenlage eines Elementes wird festgelegt und davon ausgehend der hydraulische Verlust berechnet. Im Bedarfsfall werden die Abmessungen verändert und die Berechnung wiederholt. Die aus der Berechnung erhaltene Energiehöhe und der Wasserspiegel am oberen Ende des Elementes (z.B. Gerinne) ist die rechnerische Anknüpfung an das nächste hydraulische Element. An Stellen an denen eine hydraulische Entkoppelung auftritt (z.B. Überfall) ist die Energielinie unterbrochen. Die Höhenlage des

gesamten nächsten entkoppelten Abschnittes ergibt sich dann beispielsweise aus der Festlegung der Höhenlage der Überfallkante. Bei dieser Gelegenheit werden gerne Sicherheitszuschläge berücksichtigt. Die Sicherheitszuschläge sollten die Größenordnung von 10 bis 15 % der errechneten Verluste nicht übersteigen.

3 Hinweise zur hydraulischen Gestaltung von Kläranlagen

3.1 Minimierung der Fließverluste

Das ankommende Abwasser muß in vielen Fällen am Zulauf zur Kläranlage gehoben werden. Der Rücklaufschlammkreislauf und interne Rezirkulationskreisläufe müssen in jedem Fall gepumpt werden. Eine günstige hydraulische Gestaltung, die zu einer Minimierung der Pumpkosten führt, kann folgendermaßen erreicht werden:

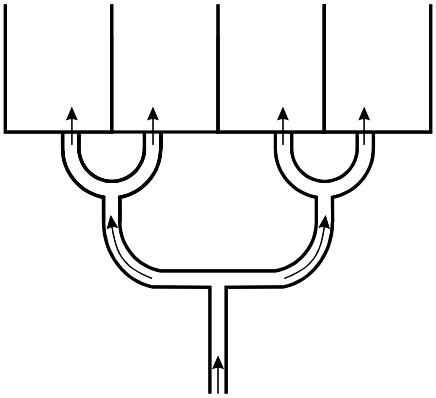
- kurze Fließwege anstreben
- keine hohen Fließgeschwindigkeiten - möglichst große Profile unter Einhaltung der minimal erforderlichen Fließgeschwindigkeiten v_{min}.
- möglichst Freispiegelgerinne verwenden - vor allem bei großen Unterschieden zwischen Q_{min} und Q_{max} treten bei Q_{max} kleinere Verluste gegenüber Druckrohrleitungen auf, da der Fließquerschnitt mit steigender Wassermenge größer wird und die Fließgeschwindigkeit nicht proportional zur Wassermenge zunimmt
- scharfe Umlenkungen vermeiden

3.2 Mengenaufteilungen

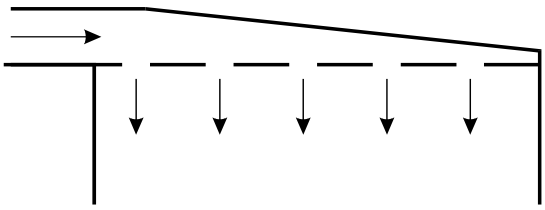
Der Mengenaufteilung kommt bei der Kläranlagenhydraulik eine besondere Bedeutung zu. Ungünstig gestaltete Aufteilungen können erhebliche Verluste verursachen. Ungleichmäßige Mengenaufteilungen auf parallel geschaltete Kläranlagenbauwerke können erhebliche Betriebsprobleme bereiten. Besonders bei schlechter Aufteilung auf Belebungs- und Nachklärbecken kann die Funktionstüchtigkeit der gesamten Kläranlage beeinträchtigt werden.

Möglichkeiten der gleichmäßigen Wasserverteilung:

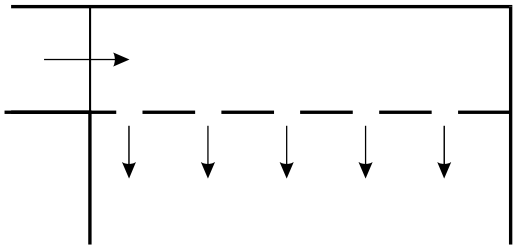
- Geometrische Aufteilung



- Verteilrinne

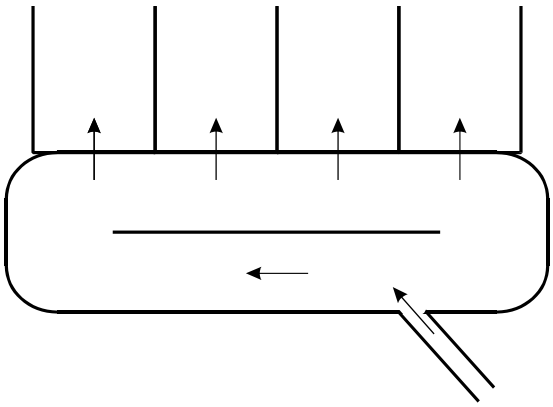


ohne Räumung
Geometrie nach
hydraul. Verlusten

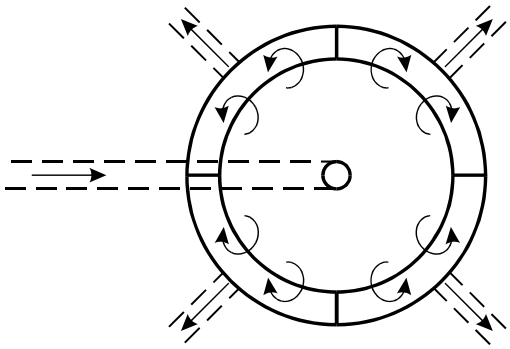


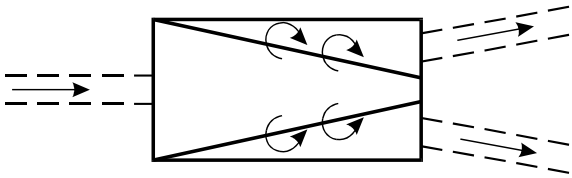
mit Räumung
Hydraulische Verluste
vernachläßigbar

- Umlaufrinne



- Verteilung durch Überfall





- Automatische Regelung der Zuläufe

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Aufteilungen (ergänzt nach ZÄSCHKE, 1996)

	geom. Aufteilung	Verteil-rinne	Umlauf-rinne	Überfall Verteilung	automat. Regelung
Aufteilung	gut	gut bis sehr gut	gut bis sehr gut	sehr gut	sehr gut
Q abhängig	gering	gering	keine	keine	keine
Kosten	hoch	gering	hoch	hoch	sehr hoch
Hydr. Verluste	normal	normal	normal	hoch	normal
Betriebs-kosten	normal	normal	normal	normal	sehr hoch

Eine optimale Aufteilung ist mit Überfall oder mit automatischer Regelung zu erreichen. Für eine sehr gute Aufteilung mit Überfall sollte bei der mittleren Tageswassermenge Q_T eine Überfallhöhe von mindestens 5 cm gegeben sein. Bei maximalem Regenwetterzulauf erhält man eine Überfallhöhe und damit Verluste von 20 bis 30 cm. Bei der automatischen Regelung müssen die Regelorgane Verluste bis zu ca. 10 cm erzeugen, damit die Regelung funktionieren kann. Die höheren Verluste von ca. 20 cm, die bei einer mittleren

Kläranlagengröße bei der Überfallaufteilung im Vergleich zur automatischen Regelung auftreten, stehen den höheren Anschaffungs- und Betriebskosten der automatischer Regelung gegenüber. Auch wenn die automatische Regelung in guter Qualität ausgeführt wird, ist sie gegenüber der Überfallaufteilung ohne bewegliche Teile wesentlich störungsanfälliger.

3.3 Rücklaufschlammförderung aus der Nachklärung

Neben einer guten Mengenaufteilung auf die Nachklärbecken ist eine gleichmäßige Rücklaufschlammförderung aus den Nachklärbecken zu gewährleisten. Diese Forderung ist nur zu erfüllen, wenn sich die Rücklaufschlammförderung aus den einzelnen Nachklärbecken nicht gegenseitig beeinflußt. Es bieten sich folgende Möglichkeiten an:

- Jedes Nachklärbecken erhält eine eigene Rücklaufschlammpumpe und eine eigene Rücklaufschlammleitung bis zu einem freien Auslauf (Freispiegelgerinne oder Becken).

- Entkoppelung der Rücklaufschlammförderung aus den einzelnen Nachklärbecken durch einen Überfall z.B. aus der Rücklaufschlammleitung von jedem Nachklärbecken in den Pumpensumpf des gemeinsamen Rücklaufschlammpumpwerkes

- Automatische Regelung der Rücklaufschlammengen aus den einzelnen Nachklärbecken analog zur Aufteilung

Die Einmündung der Rücklaufschlammleitungen aus zwei oder mehreren Nachklärbecken in einen gemeinsamen Pumpensumpf ohne hydraulische Entkoppelung oder automatische Mengenregelung führt immer zu einer sehr unterschiedlichen Rücklaufschlammförderung und ist daher strikt zu vermeiden.

4 Grundlagen der Hydraulik

4.1 Bewegungsarten des Wassers

Wasser kann sich im gasgefüllten Raum bewegen, dann spricht man von Stürzen oder Springen (z.B. bei einem Überfall). Die Bewegung des Wassers auf fester Sohle und innerhalb fester Wandungen wird als Fließen bezeichnet und wird unterteilt in:

Laminares Fließen

Alle Wasserteilchen bewegen sich auf Bahnen die sich nie kreuzen. Diese Fließbewegung tritt z.B. In der Vor- und Nachklärung auf.

Turbulentes Fließen

Die Bahnen der Wasserteilchen kreuzen sich ständig. Neben der Bewegung in der eigentlichen Fließrichtung z.B. parallel zur Gerinneachse treten auch Bewegungen quer zu dieser auf. In der Abwassertechnik tritt in den Rohrleitungen und Gerinnen fast immer turbulentes Fließen auf. Turbulentes Fließen kann strömend oder schießend erfolgen. Der Wechsel vom strömenden zum schießenden Zustand ist dadurch gekennzeichnet, daß die Energiehöhe über der Gerinnesohle, also die Summen von Fließtiefe h und Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ ein Minimum haben. Der Fließwechsel vom Strömen zum Schießen verläuft kontinuierlich, der Fließwechsel vom Schießen zum Strömen diskontinuierlich mit einem Wechselsprung. In den meisten Fällen tritt in den Gerinnen von Kläranlagen strömender Abfluß auf. Das Meßprinzip des Venturikanales funtioniert nur dann, wenn vor der Einschnürung strömender Abfluß herrscht und bei der Einschnürung ein Fließwechsel vom Strömen zum Schießen erzwungen wird.

Stationäre Bewegung

Die Geschwindigkeit verändert sich nicht mit der Zeit. In einem Querschnitt herrscht immer die gleiche Geschwindigkeit bei konstantem Abfluß Q vor (siehe Abbildung 1).

Stationär gleichförmige Bewegung

Die Geschwindigkeit ist im gesamten Strömungsgebiet und über die Zeit konstant, z.B. Abfluß durch ein Rohr mit konstantem Durchmesser und konstanter Druckhöhe am Einlauf oder Abfluß in einem Freispiegelgerinne wenn das Energieliniengefälle gleich dem Sohlgefälle ist.

Stationär ungleichförmige Bewegung

Die Geschwindigkeit ist an verschiedenen Stellen des Strömungsgebietes verschieden, an einem Punkt ändert sich die Geschwindigkeit über die Zeit nicht. z.B. Abfluß durch ein Rohr mit veränderlichem Durchmesser und konstanter Druckhöhe am Einlauf oder Abfluß in Freispiegelgerinne, wenn das Energieliniengefälle ungleich dem Sohlgefälle ist (Stau- oder Absenklinie).

Instationäre Bewegung

Die Geschwindigkeit an einem Punkt verändert sich mit der Zeit, z. B. Ausfluß aus einem Behälter bei steigendem oder sinkendem Wasserspiegel

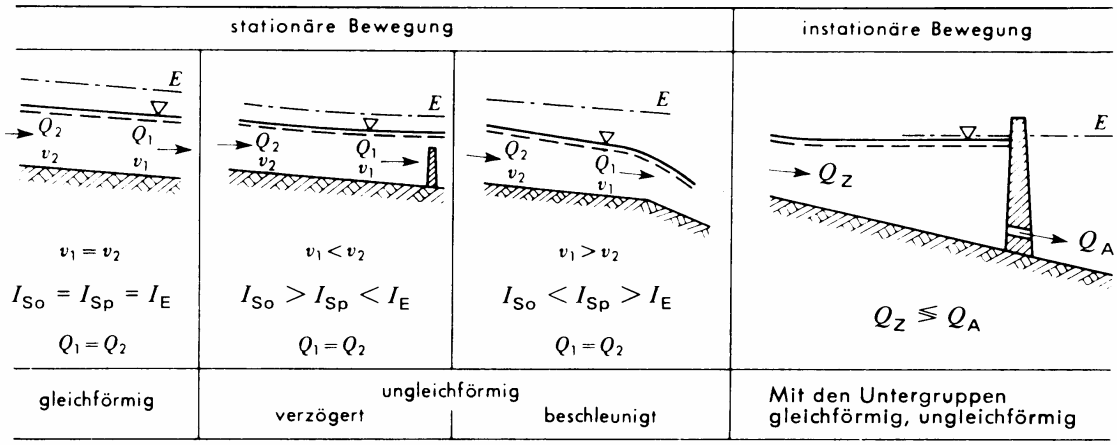


Abbildung 1: Bewegungsarten des Wassers

4.2 Kontinuitätsgleichung

Die Kontinuitätsgleichung besagt, daß das Produkt aus Fließquerschnitt und Fließgeschwindigkeit gleich der konstanten Durchflußmenge ist. Es gilt:

$$Q = v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2$$

Ist diese Gleichung erfüllt dann herrscht stationäre Bewegung.

4.3 Energiesatz - Erweiterte Benoullische Gleichung

Der Satz von Bernoulli besagt, daß in jedem Querschnitt einer fließenden idealen (reibungsfreien) Flüssigkeit die Summe aus potentieller Energie, Druckenergie und kinetischer Energie konstant ist:

$$m \cdot g \cdot z + m \cdot g \cdot \frac{p}{\gamma} + \frac{m \cdot v^2}{2} = \text{const.}$$

Dividiert man die obige Gleichung durch Masse und Erdbeschleunigung so erhält man eine Gleichung mit der Dimension einer Länge

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = H$$

z	geodätische Höhe über einem gewählten Bezugshorizont (m)
$\frac{p}{\gamma} = h$	Druckhöhe (m)
$\frac{v^2}{2g}$	Geschwindigkeitshöhe (m)

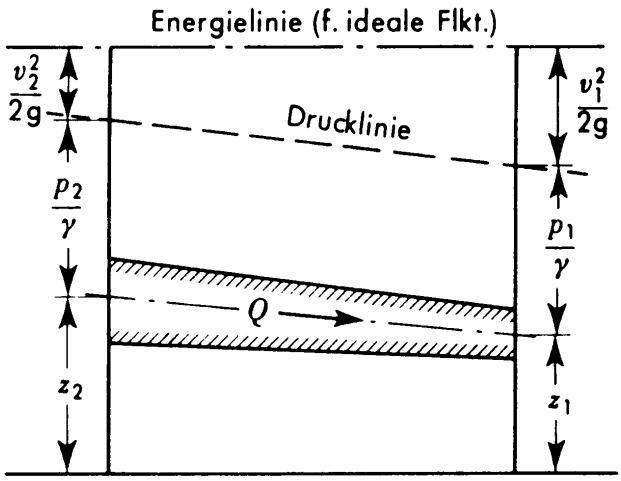


Abbildung 2: Gleichung von Bernoulli für die ideale Flüsssigkeit

In der praktischen Berechnung ist bei Freispiegelgerinnen z der Abstand vom Bezugshorizont bis zur Gerinnesohle und bei Rohrleitungen ist z der Abstand vom Bezugshorizont bis zur Rohrachse.

Bei Freispiegelgerinnen entspricht die Druckhöhe der Fließhöhe und die Drucklinie ist der Wasserspiegel. Setzt man bei einer Druckleitung Standrohre auf, so steigt der Wasserspiegel bis zur Drucklinie. Tritt in einem Kanal Abfluß unter Druck auf, so steigt der Wasserspiegel in den Schächten bis zur Drucklinie.

Nachdem Wasser keine ideale Flüssigkeit ist und Reibungsverluste auftreten muß die Benoullische Gleichung um den Verlustterm erweitert werden:

$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + h_{21} + \frac{v_2^2}{2g} + hv$$

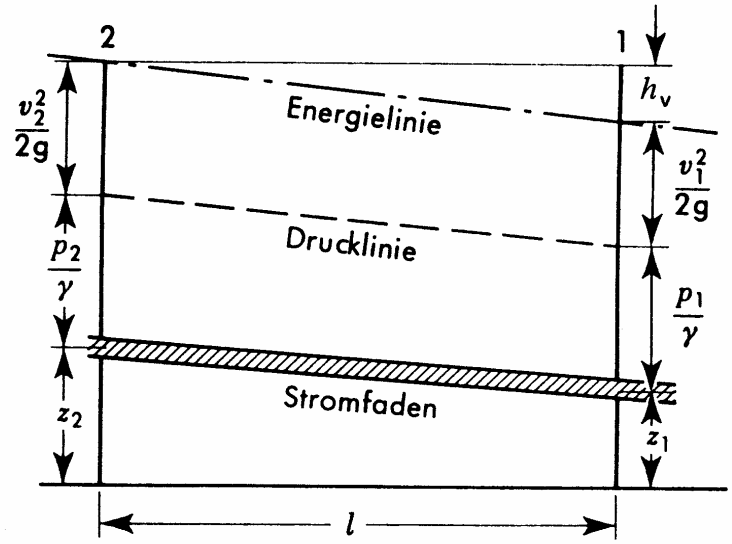


Abbildung 3: Gleichung von Bernoulli für die reale Flüssigkeit

5 Berechnung der Strömungsverluste

5.1 Fließgesetze

5.1.1 Gleichung von Darcy und Weisbach mit dem Velustansatz von Colebrook und White und dem Rauhigkeitsansatz von Prantl

$$J = \lambda \cdot \frac{v^2}{4R \cdot 2g}$$ Allgemeinen Gleichung von Darcy und Weisbach

mit $R = \frac{A}{U}$ ergibt sich für vollgefüllte Kreisrohre

$$J = \lambda \cdot \frac{v^2}{d \cdot 2g}$$ die Gleichung von Darcy und Weisbach für Kreisrohre

mit $h_v = J \cdot l$ lassen sich die obigen Gleichungen auch in der Form

$$h_v = \lambda \cdot \frac{l \cdot v^2}{4R \cdot 2g}$$ in der allgemeinen Form

und $h_v = \lambda \cdot \frac{l \cdot v^2}{d \cdot 2g}$ für Kreisrohre anschreiben.

J	Energieliniengefälle	(m/m)
λ	Reibungsbeiwert	(-)
v	mittlere Fließgeschwindigkeit	(m/s)
R	hydraulischer Radius	(m)
g	Erdbeschleunigung	9,81 m/s²
A	durchflossene Querschnittsfläche	(m²)
U	benetzter Umfang	(m)
d	Durchmesser Kreisrohr	(m)
h_v	Reibungsverlust	(m)
l	Leitungs- oder Gerinnelänge	(m)

Der Reibungsbeiwert λ wird berechnet bei:

- laminarer Strömung (Re ≤ 2320)

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

mit $Re = \frac{v \cdot 4R}{\nu}$ Reynoldszahl für Freispiegelgerinne

mit $Re = \frac{v \cdot d}{\nu}$ Reynoldszahl für vollgefüllte Kreisrohre

Re	Reynoldszahl	(-)
ν	kinematische Viskosität	($1{,}31 \cdot 10^{-6}$ m²/s bei 10 °C)

- turbulente Strömung (Re > 2320)

Glatter Bereich

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left[\frac{2{,}51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}}\right]$$

Rauher Bereich

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left[+\frac{k_s / d}{3{,}71}\right]$$

5.1.2 Übergangsbereich, Verlustansatz nach Prantl, Colebrook

Für die praktische Anwendung im Bereich der Kläranlagenhydraulik, wo eine Mindestfließgeschwindigkeit von 0,4 m/s zur Vermeidung von Anlagerungen eingehalten werden soll und wo mit Belägen an den Rohrwandungen zu rechnen ist, ist nur der Übergangsbereich bei turbulenter Strömung von Bedeutung.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left[\frac{2{,}51}{Re\cdot\sqrt{\lambda}} + \frac{k_s/d}{3{,}71}\right] \quad \text{vollgefülltes Kreisrohr}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left[\frac{2{,}51}{Re\cdot\sqrt{\lambda}} + \frac{k_s/4R}{3{,}71}\right] \quad \text{allgem. Querschnitt, Freispiegelgerinne}$$

λ	Reibungsbeiwert	(-)
Re	Reynoldszahl	(-)
k_s	äquivalente Sandrauhigkeit	(m)
R	hydraulischer Radius	(m)
d	Durchmesser Kreisrohr	(m)

Eine explizite Auflösung der obigen Gleichung ist nicht möglich. Für die Handrechnung erfolgt die Bestimmung von J und v mit Hilfe der Diagramme nach Prantl - Colebrook (Abbildung 4) oder mit Hilfe von Tabellenbüchern (z.B. PECHER et al. 1991) Die iterative Berechnung von λ mit Hilfe eines Taschenrechners oder eines Tabellenkalkulationsprogrammes ist ebenfalls sehr rasch möglich. Die äquivalente Sandrauhigkeit k_s wird in der praktischen Berechnung durch die betriebliche Rauhigkeit k_b ersetzt. Für die Bemessung von Abwasser und Schlammleitungen ist im Allgemeinen mit k_b = 1,5 mm (k_b = 0,0015 m) zu rechnen. Damit werden neben der Wandrauheit auch Strömungsverluste durch Lageungenauigkeiten, Rohrstöße und dergleichen berücksichtigt.

Abbildung 4: Diagramm nach Prantl, Colebrook für k_b=1,5 mm

5.1.3 Fließformel nach Gauckler, Manning und Strickler

Für Freispiegelgerinne und vom Kreisprofil abweichende vollgefüllte Leitungen wird bei der hydraulischen Berechnung von Kläranlagen heute die empirische Formel nach Gauckler, Manning und Strickler verwendet.

$v = k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$ Strickler Formel für stationär gleichförmige Bewegung

nach J aufgelöst

$$J = \frac{v^2}{k_{St}^2 \cdot R^{4/3}}$$

J	Energieliniengefälle	(m/m)
v	mittlere Fließgeschwindigkeit	(m/s)
R	hydraulischer Radius	(m)
k_{St}	Strickler-Beiwert	($m^{1/3}$/s)

k_{St} = 90 - 100	mit Stahlschalung betoniert
k_{St} = **80** - 90	mit guter Holzschalung betoniert, glatt
k_{St} = 70 - **80**	mit Holzschalung betoniert
k_{St} = 65 - **75**	alte Betongerinne

Der Strickler-Beiwert ist ein Rauhigkeitsbeiwert, der auch vom Querschnitt abhängig ist. Für die Berechnung von Abwasser und Schlammgerinnen im Bereich von Kläranlagen wird fast immer mit einem Strickler-Beiwert von 80 ($m^{1/3}$/s) ohne Rücksicht auf die Geometrie des Gerinnes gerechnet.

5.1.4 Verbindungsrechnung Prantl - Colebrook/Manning - Strickler

Durch Auflösen der allgemeinen Formel von Darcy und Weisbach nach v, Einsetzen des Verlustansatz nach Prantl - Colebrook und gleichsetzen mit der Strickler Formel sind die beiden Berechnungsmethoden direkt vergleichbar. Die Gleichsetzung und Auflösung nach k_{St} ergibt:

$$K_{St} = \left[-2 \cdot \lg\left(\frac{2{,}51 \cdot \nu}{4R \cdot \sqrt{8g \cdot R \cdot J}} + \frac{k_b}{14{,}84 \cdot R} \right) \right] \cdot \sqrt{8g} \cdot R^{-1/6}$$

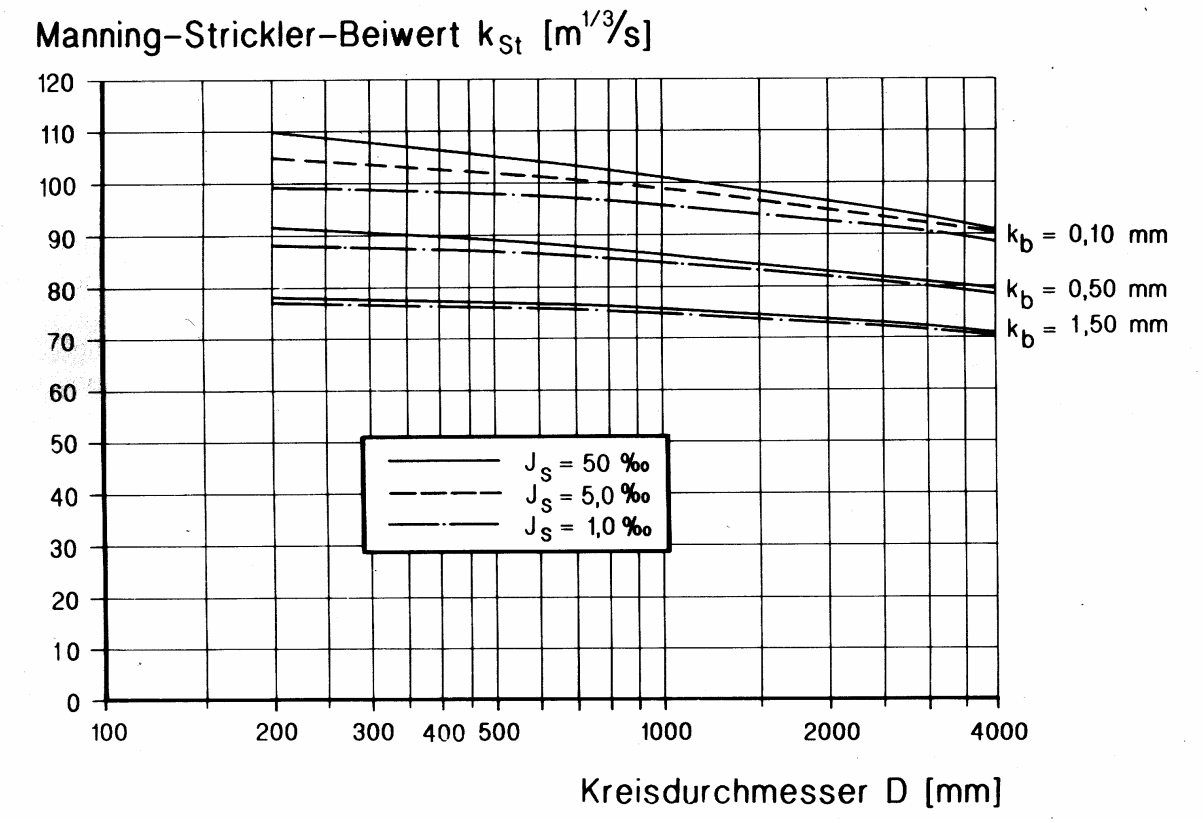


Abbildung 5: Strickler-Beiwert für Kreisrohre in Abhängigkeit von der betrieblichen Rauheit k_b=0,10 mm, k_b=0,50 mm, k_b=1,50 mm (nach Pecher et al., 1991)

Für die Bemessung großer Abwasserkanäle kann der Einfluß der Querschnittsabhängigkeit von k_{St} von Bedeutung sein. Die Fließverluste in den relativ kurzen Verbindungsgerinnen einer Kläranlage haben nur eine kleinen Anteil an den gesamten hydraulischen Verlusten. In den meisten Anwendungsfällen kann daher die Querschnittsabhängigkeit von k_{St} vernachlässigt werden.

5.2 Örtliche Verluste

Neben den kontinuierlichen Verlusten (Reibungsverluste) sind noch die örtlichen Verluste durch Einbauten, Umlenkungen, Schieber, Querschnittsänderung usw. zu berücksichtigen.

Die Berechnung erfolgt mit

$$h_v = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g}$$ Verlustansatz für örtliche Verluste

h_v	Verlusthöhe	(m)
v	mittlere Fließgeschwindigkeit	(m/s)
g	Erdbeschleunigung	9,81 m/s²
ζ	Verlustbeiwert für örtliche Verluste	(-)

Die Verluste steigen also mit dem Quadrat der Fließgeschwindigkeit. Für Gerinne und Rohrleitungen auf Kläranlagen sollte v < 1,5 m/s angestrebt werden. Bei Einhaltung von v_{min} = 0,4 m/s ist diese Forderung nicht in allen Fällen erfüllbar.

Tabelle 2: Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ für v = 0,1 bis 2,0 m

v	m/s	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$v^2/2g$	m	0,000	0,002	0,005	0,008	0,013	0,018	0,025	0,033	0,041	0,050
v	m/s	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$v^2/2g$	m	0,062	0,073	0,086	0,100	0,115	0,130	0,147	0,165	0,184	0,204

5.2.1 Örtliche Verluste bei geschlossenen Leitungen unter Druck

Eintrittsverlust in ein Rohr

Tabelle 3: Verlustbeiwert für Eintrittsverlust in ein Rohr

Eintrittsausbildung	ζ_E (RÖSSERT, 1988)	ζ_E (PECHER, 1991)
in den Behälter hineinragendes Rohr	bis 3,0	0,6 - 1,3
Rohr beginnend mit der Stauwand, scharfkantig	**0,5**	**0,5**
Rohr beginnend mit der Stauwand, mit geringer Kantenausrundung	0,25	0,25
gut ausgebildete Einlauftrompete	0,05	0,06 - 0,1

Ein in das Becken hineinragendes Einlaufrohr sollte wegen der hohen Verluste nicht ausgeführt werden. Die einfachste Ausführung ist das glatte Abschneiden des Einlaufrohres an der Beckenwand. Bei hohen Fließgeschwindigkeiten (> 1,) ist mit einer geringen Kantenausrundung eine Verringerung der Verluste zu erreichen.

Austrittsverlust

In Becken $\zeta_A = 1{,}0$

In Wasserläufe und Gerinne $\zeta_A = 1{,}0$ ohne weiteren Nachweis oder als Vereinigungsverlust betrachten.

Unmittelbar nach Armaturen und Krümmern $\zeta_A = 2{,}0$

Der Austrittsverlust $\zeta_A = 1{,}0$ entspricht der Geschwindigkeitshöhe. Die Wasserspiegellage im zuführenden Gerinne vor Eintritt in das Becken und im Becken sind dann gleich hoch.

Durchtrittsverlust

Bei sehr kurzen Leitungen, wie sie etwa bei Verbindungsleitungen von einem Becken zum nächsten durch die gemeinsame Wand auf Kläranlagen häufig vorkommen treten wesentlich größere hydraulische Verluste auf, als die Summe von Einlauf- und Auslaufverlust ergibt ($\zeta_E + \zeta_A = 1{,}5$).

Tabelle 4: Durchtrittsverlustbeiwert nach ZÄSCHKE (1984)

L/d	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,4	2,0	3,0	5,0	7,0	10,0
ζ_D	2,8	2,6	2,5	2,3	1,9	1,7	1,6	1,5	1,5	1,5	1,6	1,65

Plötzliche Rohrerweiterung

$$\zeta_A = c \cdot \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right)^2 \text{ nach Borda}$$

ζ_A	Verlustbeiwert für plötzliche Erweiterung	(-)
c	Beiwert **1,0** - 1,2	(-)
A_1	Querschnittsfläche vor Erweiterung	(m²)
A_2	Querschnittsfläche nach Erweiterung	(m²)
v_2	mittlere Fließgeschwindigkeit nach Erweiterung	(m/s)

mit $h_v = \zeta_A \cdot \frac{v_2^2}{2g}$

Plötzliche Rohrverengung

Tabelle 5: Verlustbeiwert für plötzliche Rohrverengung (nach Weisbach)

A_2/A_1	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0
ζ_A	0,50	0,47	0,42	0,37	0,33	0,25	0,15	0,00

ζ_A	Verlustbeiwert für plötzliche Verengung	(-)
A_1	Querschnittsfläche vor Verengung	(m²)
A_2	Querschnittsfläche nach Verengung	(m²)
v_2	mittlere Fließgeschwindigkeit nach Verengung	(m/s)

mit $h_v = \zeta_A \cdot \frac{v_2^2}{2g}$

Allmähliche Rohrerweiterung

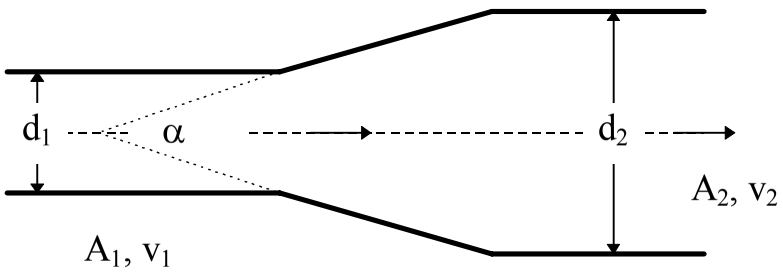


Tabelle 6: Verlustbeiwert ζ für allmähliche Rohrerweiterung (nach PECHER, 1991)

d_1/d_2	$\alpha = 8°$	$\alpha = 16°$	$\alpha = 24°$
0,2	0,21	-	-
0,4	0,15	0,21	-
0,6	0,09	0,14	0,25
0,8	0,04	0,05	0,08

Allmähliche Rohrverengung

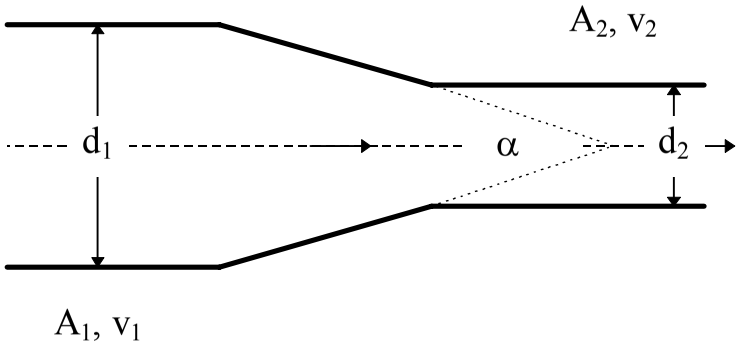


Tabelle 7: Verlustbeiwert für allmähliche Rohrverengung (nach PECHER, 1991) mit $\alpha = 10°$ bis $30°$

d_1/d_2	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
ζ_A	0,02	0,05	0,10	0,17	0,26

Für die Berechnung von h_v ist v_2 zu verwenden.

Krümmungsverluste

Tabelle 8: Verlustbeiwerte ζ_K für Krümmungsverluste

	Rohr-krümmer $r_m/d=1$	Rohr-krümmer $r_m/d=2$	Rohr-krümmer $r_m/d=4$	Segment-bogen	Kniestück
15°	0,03	0,03	0,03		0,06
30°	0,08	0,06	0,06	0,07	0,17
45°	0,14	0,09	0,08	0,15	0,32
60°	0,19	0,12	0,10	0,20	0,58
90°	0,21	0,14	0,13	0,3 - 0,4	1,22

5.3 Örtliche Verluste bei Freispiegelgerinnen

Eintrittsverlust

Scharfkantiger rechtwinkeliger Gerinneeinlauf $\zeta_E = 0,6$
Gerinneeinlauf mit leicht ausgerundeten Kanten $\zeta_E = 0,3 - 0,4$

Austrittsverlust

In Becken $\zeta_A = 1,0$

Plötzliche Gerinneerweiterung (nach PRESS und SCHRÖDER 1966)

$$h_v = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} + h_1 - \sqrt{\frac{(v_1 v_2 - v_2^2)^2}{g} + h_1^2}$$

$$\text{mit} \quad t\left(\frac{v_1 v_2 - v_2^2}{g}\right)^2 << h_1^2$$

$$h_v = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

$$\zeta_A = c \cdot \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right)^2$$

$$\text{mit} \quad h_v = \zeta_A \cdot \frac{v_2^2}{2g}$$

ζ_A	Verlustbeiwert für plötzliche Erweiterung	(-)
c	Beiwert 1,0	(-)
A_1	Querschnittsfläche vor Erweiterung	(m²)
A_2	Querschnittsfläche nach Erweiterung	(m²)
v_1	mittlere Fließgeschwindigkeit vor Erweiterung	(m/s)
v_2	mittlere Fließgeschwindigkeit nach Erweiterung	(m/s)

Plötzliche Gerinneverengung

Annalog zur plötzlichen Gerinneerweiterung gilt:

$$\zeta_E = c \cdot \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right)^2$$

$$h_v = \zeta_E \cdot \frac{v_2^2}{2g}$$

c = 0,5 bis **0,6** (-)

Für allmähliche Gerinneerweiterungen und Gerinneeinengungen sind in der gängigen Literatur keine Verlustbeiwerte verfügbar. Für gut ausgebildete Übergänge mit einer Wandneigung gegen die Fließrichtung die flacher als 1 : 6 ist, sind die Verluste vernachlässigbar. Für weniger gut ausgebildete Übergänge können näherungsweise die Verlustbeiwerte für allmähliche Rohrerweiterung bzw. allmähliche Rohrverengung angesetzt werden.

Krümmungsverluste für Rechteckgerinne

Tabelle 9: Versustbeiwerte ζ_K für Krümmungsverluste (nach PRESS und SCHRÖDER, 1966)

β	r/B = 0,5	r/B =0,75	r/B =1,0	r/B =1,5	r/B =2,0
45°	0,15	0,10	0,05	-	-
90°	0,80	0,45	0,30	0,15	0,10
135°	0,90	0,50	0,35	0,17	0,12
180°	1,00	0,60	0,40	0,20	0,13

r Krümmungsradius in der Gerinneachse (m)
B Gerinnebreite (m)
β Umlenkwinkel

Für plötzliche, scharfkantige Richtungsänderungen in Gerinnen gibt es in den Standardwerken der Hydraulik keine Angaben über Verlustbeiwerte. Hierfür können näherungsweise die Krümmungsverluste für Kniestücke in Rohrleitungen herangezogen werden.

Rechenverluste

$$\zeta_R = \beta \cdot \left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin\alpha$$

ζ_R Verlustbeiwert für Rechen
β Formbeiwert für Rechenstäbe für rechteckigen Stabquerschnitt β = 2,4
d Stabdicke
a lichter Stababstand
α Neigung des Rechens gegen die Strömungsrichtung für übliche α von 70 bis 80° kann sinα näherungsweise mit 1,0 angenommen werden

Für die Berechnung von h_v ist v aus der Projektionsfläche des Rechens normal zur Fließrichtung zu bestimmen. Bei einem Rechen in einem geraden Gerinne läßt sich die Projektionsfläche des Rechens aus der Gesamtbreite des Rechens und der Fließtiefe unmittelbar vor dem Rechen bestimmen. Für die teilweise Verlegung des Rechens ist ein zusätzlicher Verlust von 0,05 bis 0,1 m zu berücksichtigen. Zur Bestimmung der Verluste für die heute oft zum Einsatz gelangenden Feinstrechen und Abwassersiebe muß auf Herstellerangaben zurückgegriffen werden.

5.4 Bemessung und Gestaltung von getauchten Ablaufrohren

Nach den Arbeitsberichten des ATV-Fachausschusses 2.5 „Absetzverfahren“ (1995, 1997) sind für die Gestaltung von radial angeordneten getauchten Ablaufrohren folgende Hinweise zu beachten:

- Rohrlänge maximal 10 m oder 1/6 des Nachklärbeckendurchmessers
- Die Austrittsgeschwindigkeit aus den Rohren bei maximaler hydraulischer Belastung der Nachklärung soll zwischen 0,3 und 0,6 m/s liegen
- Die Eintrittsgeschwindigkeit durch die Löcher bei maximaler hydraulischer Belastung der Nachklärung soll zwischen 0,6 und 1,0 m/s liegen, um die erforderliche hydraulischen Verluste zu erreichen.
- Der Durchmesser der Eintrittsöffnungen (Löcher) soll 25 bis 45 mm betragen.

Im getauchten Ablauffrohr treten folgende Verluste auf:

a) Eintrittsverlust an der Öffnung (Loch)

b) Verlust infolge Vereinigung mit dem Hauptstrom im Rohr

c) Verlust im durchgehenden Hauptstrom an den weiteren Zutrittstellen (Durchgangsverlust)

d) kontinuierliche Verluste (Wandreibung)

e) Umlenkverlust oder Austrittsverlust am Rohrende in die Überfallkammer

f) Überfallhöhe

Die Berechnung der Verluste erfolgt anhand allgemeiner hydraulischer Erkenntnisse. Systematische Messungen über die tatsächlichen Verluste in getauchten Ablaufrohren sind derzeit nicht bekannt.

Die Verluste gemäß a) und b) werden Mangels besserer Grundlagen nach dem Vorschlag des ATV-Fachausschusses 2.5 abgeschätzt mit

$$h_v = \left(\zeta_E + \zeta_A\right) \cdot \frac{v^2}{2g} = 1{,}5 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Der Wasserabzug je Loch ist jedenfalls am Ende des Rohres kleiner als am Auslauf. Betrachtet man die Situation am Ende des Rohres als Stromvereinigung, so erhält man nach den Auswertungen von SCHULZ (1995) mit $\zeta_E = 0{,}5$ ein $\zeta_{Loch} \approx 1{,}5$. Betrachtet man jedoch die Situation am Ende des Rohres als Durchtrittsverlust so erhält man nach ZÄSCKE eher ein $\zeta_{Loch} \approx 2{,}5$. Bei Betrachtung als Stromvereinigung erhält man wegen der Sogwirkung ein negatives ζ_{Loch}. Durch die Verluste nach b) und c) wird dieser Effekt noch verstärkt. Der quadratisch steigende Eintrittsverlust mit steigender Durchtrittsgeschwindigkeit wirkt dagegen dämpfend auf den unterschiedlichen Wasserabzug je Loch. Wie weit sich die Ergebnisse der derzeit verfügbaren Berechnungsverfahren für die Verteilung des Klarwasserabzuges über die Länge des Abzugsrohres mit der Realität decken, ist nicht bekannt.

Für die kurzen radial angeordneten Rohre spielt dieser Mangel keine große Rolle. So lange es keine unter praxisnahen Bedingungen überprüften Berechnungsverfahren gibt, kann der Einsatz von Abzugsrohren mit einer Einzellänge > 10 m und von umlaufenden getauchten Abzugsrohren nicht empfohlen werden.

Die Verluste nach c) und d) sind bei Einhaltung von $v \leq 0{,}6$ m/s im Auslaufbereich eines Rohres sehr gering. Nach den Untersuchungen von SCHULZ (1995) sind die Reibungsverluste und Durchgangsverluste für Abzugsrohre mit 250 bis 500 mm Durchmesser, einer Länge bis zu 8 m und einer Fließgeschwindigkeit am Austrittsende $v_0 \leq 0{,}6$ m/s maximal 0,01 m. Für die praktische Berechnung können diese Verluste mit 0,01 m angesetzt oder vernachlässigt werden. Die Verluste nach e) und f) werden gemäß Abschnitt 5.2 bzw. 5.6.1 berechnet

5.5 Sammelrinne mit gleichmäßig verteilter Wasserzufuhr

Sammelrinnen kommen auf Kläranlagen häufig bei Abläufen von Vor- und Nachklärbecken vor. Für Sammelrinnen mit kontinuierlich zunehmendem Abfluß, horizontaler Rinnensohle und ohne Zufluß vom Oberwasser gilt der Ansatz nach Hörler. Der Reibungsverlust muß gesondert berücksichtigt werden.

$$h_o = h_u \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{h_{gr}}{h_u}\right)^3 + 1}$$

h_o Wassertiefe am Rinnenanfang
h_u Wassertiefe an der Rinnenmündung
h_{gr} Grenztiefe

Befindet sich am Rinnenende ein Sohlabsturz oder tritt ein Fließwechsel ein so gilt für die Fließtiefe an der Rinnenmündung:

$$h_u = h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

$$\text{und} \quad h_o = h_{gr} \cdot \sqrt{3}$$

Q	Abfluß	(m^3/s)
B	Gerinnebreite	(m)
g	Erdbeschleunigung	9,81 m/s^2

Weist die Sammelrinne ein Sohlgefälle auf, so lautet die allgemeine Formel

$$h_o = h_u \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \left(\frac{h_{gr}}{h_u}\right)^3 + \left(1 - \frac{J_s \cdot l}{3 \cdot h_u}\right)^2} - \frac{2 \cdot J_s \cdot l}{3 \cdot h_u} \right)$$

I_s	Sohlgefälle	(m/m)
l	Länge der Sammelrinne	(m)

Tritt an der Rinnenmündung wieder schießender Abfluß auf, so vereinfacht sich die Formel wie folgt

$$h_o = h_{gr} \cdot \left(\sqrt{2 + \left(1 - \frac{J_s \cdot l}{3 \cdot h_{gr}}\right)^2} - \frac{2 \cdot J_s \cdot l}{3 \cdot h_{gr}} \right)$$

Zur Berücksichtigung der Verlusthöhen zufolge Reibung kann der folgende Rechenansatz verwendet werden

$$h_{vr} = J_m \cdot l = \frac{J_u}{2} \cdot l$$

h_{vr} Fließverlust zufolge Reibung
J_m mittleres Spiegelliniengefälle zufolge Reibung
J_u Spiegelliniengefälle zufolge Reibung am Rinnenende berechnet nach Strickler
l Länge des Gerinneabschnittes

Erfolgt ein Zufluß von Oberwasser in die Sammelrinne, so ist es erforderlich, die Fließverluste nach der folgenden Formel zu bestimmen (aus PRESS und SCHRÖDER, 1966)

$$h_{vWSP} = \left(J_s - J_m\right) \cdot l - \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g \cdot F_m^2} - \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$$

h_{vWSP} Fließverlust als Höhendifferenz der Wasserspiegellagen
J_s Sohlgefälle
J_m mittleres Spiegelliniengefälle zufolge Reibung nach Stickler mit $J_m = (J_1 + J_2)/2$
l Länge des Gerinneabschnittes
Q_1 Abfluß im Querschnitt 1
Q_2 Abfluß im Querschnitt 2
F_m mittlerer Fließquerschnitt

Für horizontale Sohle und unter Verwendung der Bernoullischen Gleichung ergibt sich

$$h_{vEL} = -J_m \cdot l - \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g \cdot F_m^2}$$

h_{vEL} Fließverlust als Höhendifferenz der Energielinie in den Querschnitten 1 und 2

5.6 Senkrecht angeströmte Überfälle

5.6.1 Vollkommener Überfall mit horizontaler Schwelle

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

oder aufgelöst nach h

$$h = \left(\frac{3 \cdot Q}{2 \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$ (siehe Abbildung 6)

Q	Überfallmenge	(m^3/s)
μ	Überfallbeiwert	(-)
b	Breite der Wehrkrone, Überfallbreite	(m)
g	Erdbeschleunigung	(m/s^2)
h	Überfallhöhe, unabgesenkte Wassertiefe über der Wehrkante	(m)

μ = 0,64 für scharfkantigen Überfall
μ = 0,70 für rundkronigen Überfall

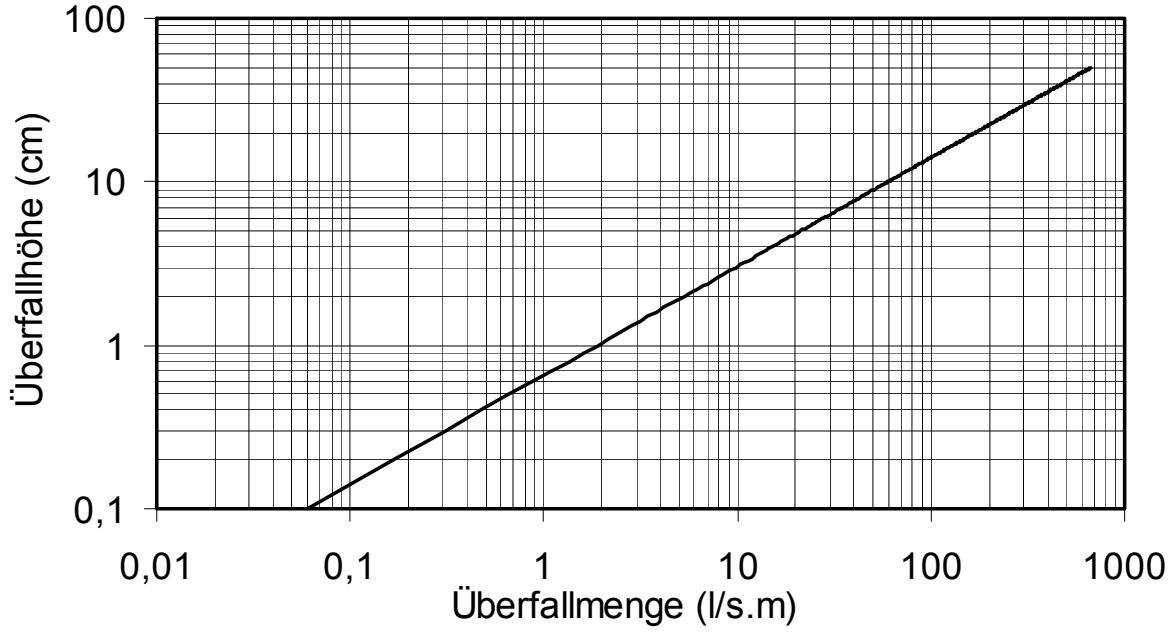


Abbildung 6: Bemessungsdiagramm Überfall mit horizontaler Schwelle, μ= 0,64

5.6.2 Unvollkommener Überfall mit horizontaler Schwelle

$$Q = c \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

c Beiwert für den unvollkommenen Überfall

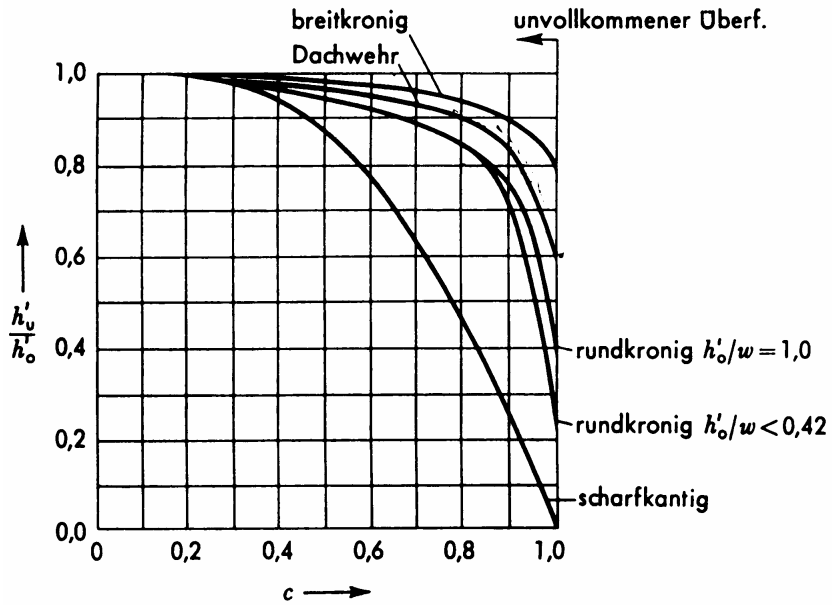


Abbildung 7: Diagramm zur Bestimmung des Beiwertes c
(nach PRESS und SCHRÖDER, 1966)

Aus Abbildung 7 ist ersichtlich, daß beim scharfkantigen Überfall, sobald der Unterwasserspiegel die Höhe Wehrkante erreicht, der Überfall vom Unterwasser beeinflußt wird und sich ein unvollkommener Überfall einstellt. Bei rund- und breitkronigen Überfällen kann noch ein vollkommener Überfall auftreten, wenn der Unterwasserspiegel höher als die Wehrkante liegt. Für Mengenaufteilungen ist nur der vollkommene Überfall geeignet. Zur gesicherten Erreichung eines vollkommenen Überfalles sollte der höchste Unterwasserspiegel mindestens 2-3 cm unter der Überfallkante liegen.

5.6.3 Scharfkantiger Dreiecksüberfall, Überfall über eine Zahnschwelle

$$q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot \tan\alpha \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{5/2}$$

$$\text{mit} \quad \mu = 0{,}565 + 0{,}0087 \cdot \frac{1}{\sqrt{h}}$$

q	spezifische Überfallmenge pro Zahn	(m^3/s)
g	Erdbeschleunigung	(m/s^2)
μ	Überfallbeiwert	(-)
h	Überfallhöhe	(m)
α	halber Öffnungswinkel des Zahnes, im Regelfall $\alpha = 45°$. $\tan\alpha = 1$	

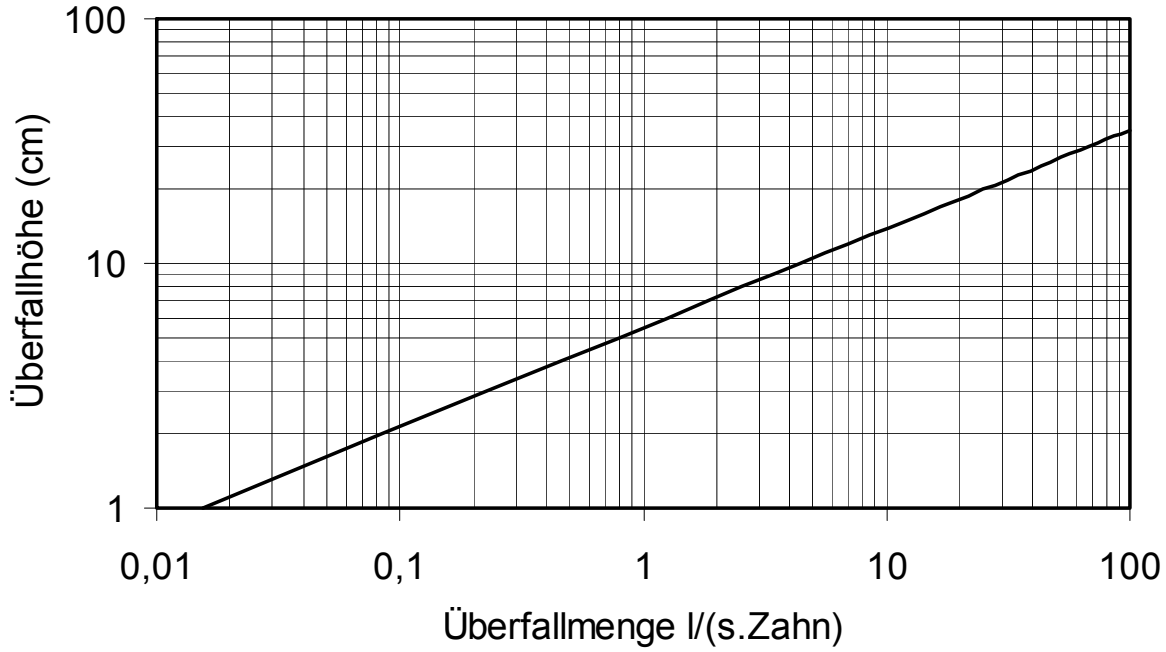


Abbildung 8: Bemessungsdiagramm Dreiecksüberfall (ein Zahn in Zahnschwelle)

Abbildung 9: Bemessungsdiagramm für Rechteckventuri mit $\mu = 1.7$

5.6.4 Venturikanal

Für rechteckige Venturikanäle nur mit seitlichen Einschnürungen gilt

$$Q = \mu \cdot b \cdot h^{3/2}$$

Q	Durchflußmenge	(m^3/s)
μ	Beiwert nach Tabelle	(-)
b	Gerinnebreite in der Einschnürung	(m)
b_0	Gerinnebreite im Oberwasser	(m)
h	Fließtiefe im Oberwasser im ungestörten Querschnitt	(m)

Tabelle 10: Beiwerte μ für rechteckige Venturikanäle

b/b_0	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
μ	1,736	1,747	1,761	1,778	1,798	1,820	1,847	1,880

6 Verwendete Literatur

ATV- Fachausschuß 2.5 „Absetzverfahren“, Arbeitsbericht, Korrespondenz Abwasser, 10/95, 42. Jahrgang Seiten 1851-1852 (1995)

ATV- Fachausschuß 2.5 „Absetzverfahren“, Arbeitsbericht, Korrespondenz Abwasser, 2/97, 44. Jahrgang Seiten 322-324 (1997)

PECHER R., SCHMIEDT H., PECHER D., Hydraulik der Abwasserkanäle in der Praxis, Kommissionsverlag Paul Parey, Hamburg - Berlin (1991)

PRESS H., SCHRÖDER R., Hydromechanik im Wasserbau, Wilhelm Ernst Verlag, Berlin - München (1966)

RÖSSERT R., Hydraulik im Wasserbau, R. Oldenburg Verlag, München - Wien (1988)

SCHULZ A., Hydraulische Aspekte der Strömung in getauchten gelochten Ablaufrohren, Korrespondenz Abwasser, 10/95, 42. Jahrgang Seiten 1847-1850 (1995)

ZÄSCHKE E., ATV-Seminar 84/3, Hydraulische Planung von Kläranlagen (18.9.1984)

ZÄSCKE E., ATV-Seminar 84/3, Hydraulische Planung von Abwasseranlagen (23. - 24. 4. 1996)

Dipl.-Ing. Dr. Leopold Prendl

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 WIEN, Karlsplatz 13/226
Tel.: 0222/58801-3146
Fax.: 0222/504 21 57
email: lprendl@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 79 - 116
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Auswirkungen des Kanalnetzes auf die Abwasserbeschaffenheit

V. Kühn, V. Gebhard

Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft, TU Dresden

Kurzfassung Infolge der vielfältigen chemischen, physikalischen und biologischen Prozesse in der Kanalisation ergeben sich Veränderungen der Abwasserinhaltsstoffe und damit der Rohwasserzusammensetzung während des Fließvorganges. Die Veränderungen sind vom Typ der Kanalisation, von der Fließzeit und den jeweiligen Milieubedingungen abhängig. Die Wirkung des Kanalsystems als biologischer Reaktor und als Sedimentationsstrecke hat einen beträchtlichen Einfluß auf den Betrieb des Entwässerungssystems und der Abwasserbehandlungsanlage. Dabei gilt es, neben der Erfassung qualitativer Veränderungen auch quantitative Aussagen zu treffen.

Key words Ablagerung, Abwasserzusammensetzung, Kanalnetz, Kläranlage, Sielhaut, Stoffumsatz, Sulfidproduktion

1 Einleitung

Durch die steigenden Anforderungen an die Entwässerungssysteme für die Mischwasserableitung und –speicherung sowie die Forderung nach geringen Investitionskosten und durch geänderte Lebensgewohnheiten (z. B. Innenstadtflucht), ergeben sich Veränderungen hinsichtlich des Aus- und Neubaus von Kanalsystemen. Diese wirken sich spürbar auf die Reaktionsbedingungen in den Entwässerungsnetzen aus. So sind Bau- bzw. Rekonstruktionsmaßnahmen derzeit gekennzeichnet durch

- den Anschluß von Erweiterungsgebieten am Stadtrand
- die Nutzung der vorhandenen Rohrdurchmesser für höhere Bemessungsdurchflüsse infolge der Anwendung hydrodynamischer Berechnungsmethoden und
- die Errichtung von Kanalstauräumen, Rückhaltebecken etc. für den Mischwasserabfluß und den Einbau von Stellgliedern zur Abflußsteuerung.

Für den Betrieb der Kanalisation ergeben sich zusätzliche Anforderungen aufgrund von

- verstärkten Einsatz von Streusand/Split als Ersatz für chemische Auftaumittel und
- vermehrten Stoffeintrag von der abflußwirksamen Oberfläche durch Verringerung der Straßenreinigungsintervalle (Kostendruck auf die Kommunen).

Mit der allgemein zu verzeichnenden Verringerung des einwohnerspezifischen Abwasseranfalls und der Entsiedelung der Innenstädte ist außerdem eine Verlagerung der Abflußströme verbunden, das gerade in den bestehenden Nebennetzen bei Trockenwetter zu längeren Fließzeiten und Ablagerungen führt. Andererseits sind Hauptkanäle durch Anbindung von Randgebieten stärker belastet. Neubaugebiete werden durch dynamische Modellierung in den Bestand eingerechnet, wodurch sich mit den teilweise höheren Fließgeschwindigkeiten höhere Schleppkräfte ergeben. Gleichzeitig bieten Eingriffe zur Neuordnung der Abflußströme durch gezielte Bewirtschaftung und dem damit verbundenen Einstau vermehrt Zeit für biologische Umsatzprozesse (Barth und Kühn, 1997).

Während des Transportes von Abwasser in einem Entwässerungssystem lassen sich Veränderungen hinsichtlich der abfiltrierbaren Stoffe, der organischen Verbindungen und der im Abwasser enthaltenen Elektronenakzeptoren feststellen. So erreichten Boon et al. (1977) durch gezielte Sauerstoffzugabe in einen Hauptsammler bei Saltford/GB für die Sommermonate einen bis zu 50%igen BSB_5-Abbau. Ähnlich hohe Eliminationsraten (bis zu 35%) lassen sich für das Kanalnetz von Dresden ohne künstliche Belüftung nachweisen (Lützner und Kühn, 1997). Neben dadurch möglicher Einsparung an Belüftungsenergie und aerobem Beckenvolumen in der Abwasserreinigung kommt es aber auch zu nachteiligen Folgen, wie dem Mangel an verwertbaren Kohlenstoffverbindungen für die Denitrifikation und geringerer Effizienz der biologischen P-Elimination. Für andere Entwässerungsgebiete erfolgt infolge langer Aufenthaltszeiten ohne Belüftungswirkung im Kanal ein Anfaulen des Abwassers, das sich durch die produzierten organischen Säuren günstig auf den Prozeß der biologischen Phosphateliminierung auswirkt. Gleichzeitig werden jedoch Geruchsbelästigungen und Korrosionserscheinungen infolge Sulfid-

Produktion festgestellt (u. a. Bielecki und Schremmer, 1987). Auch von Blähschlammproblemen wird in diesem Zusammenhang berichtet. Für Kanalsysteme, in denen Ablagerungen auftreten, ergeben sich Probleme im Falle der Remobilisierung der Feststoffe bei Regenereignissen (u. a. Verbanck, 1995).

Genaue Kenntnisse derartiger Umsetzungs- und Transportprozesse ermöglichen

- eine Voraussage hinsichtlich der Menge und Qualität der organischen Schmutzstoffe im Zulauf zur Kläranlage
- die Vermeidung von schädlichen Gerüchen, toxischen und korrosiven Bestandteilen (z. B. durch Schwefelwasserstoff) und
- eine Abschätzung der Belastung und der Auswirkung von Überlaufereignissen aus Mischwassersystemen auf den Vorfluter (Nielsen et al., 1992).

Perspektivisch kann durch Beachtung dieser Vorgänge (z. B. bei Modellentwicklung und Simulation) auch die Auslegung von neuen Kanalsystemen verbessert werden. Die Hydraulik eines Entwässerungssystems wird für die meisten praktischen Belange ausreichend dokumentiert und berechnet. Quantitative Aussagen zu Umsatzprozessen sind bisher nur teilweise möglich und für einzelne Stoffgruppen verfügbar. Gründe sind sicherlich in der Komplexität der Vorgänge und in der Schwierigkeit zu suchen, verfügbare Modelle zu kalibrieren.

Die Intensität der Auswirkungen auf die Abwasserbeschaffenheit steigt mit der flächen- und längenmäßigen Ausdehnung des Kanalsystems. Besonders wichtig sind Betrachtungen deshalb für die Entwässerungsnetze großer Kommunen und Zweckverbände. Die Ausführungen gelten prinzipiell auch für Trennsysteme, wobei hier die Feststoffproblematik von geringerer Bedeutung ist.

2 Der Kanal als Reaktor

Infolge der z. T. beträchtlichen Volumina, der guten Wachstumsbedingungen für Mikroorganismen durch günstige Temperaturverhältnisse, ständiger

Durchmischung und Animpfung wirkt ein Kanalsystem als Reaktor für biologische Umsatzprozesse.

Physikalische Einflüsse sind u.a. durch hydraulische Scherkräfte auf die partikulären Inhaltsstoffe, Gasaustauschprozesse, Adsorptionsmechanismen und die Schwerkraft zu verzeichnen. Reine **chemische** Veränderungen treten z. B. durch die Komplexbildung von Schwermetallen und infolge von Industrieeinleitungen auf. Grundsätzlich kann in Kanalnetzen von **biochemischen** Umsatzprozessen der meisten Abwasserinhaltsstoffe ausgegangen werden. Dabei bestimmen die vorherrschenden und meist wechselnden Milieubedingungen den Abbauweg durch die Mikroorganismen der Sielhaut, im Abwasser und im Sediment des Kanals.

Die Erfassung aller maßgeblichen Prozesse ist kaum möglich. Abbildung 1 zeigt ein vereinfachtes Schema des Stoffumsatzes in Kanälen ohne wesentliche Ablagerungen (DHI, 1993, überarbeitet durch Huismann, 1997).

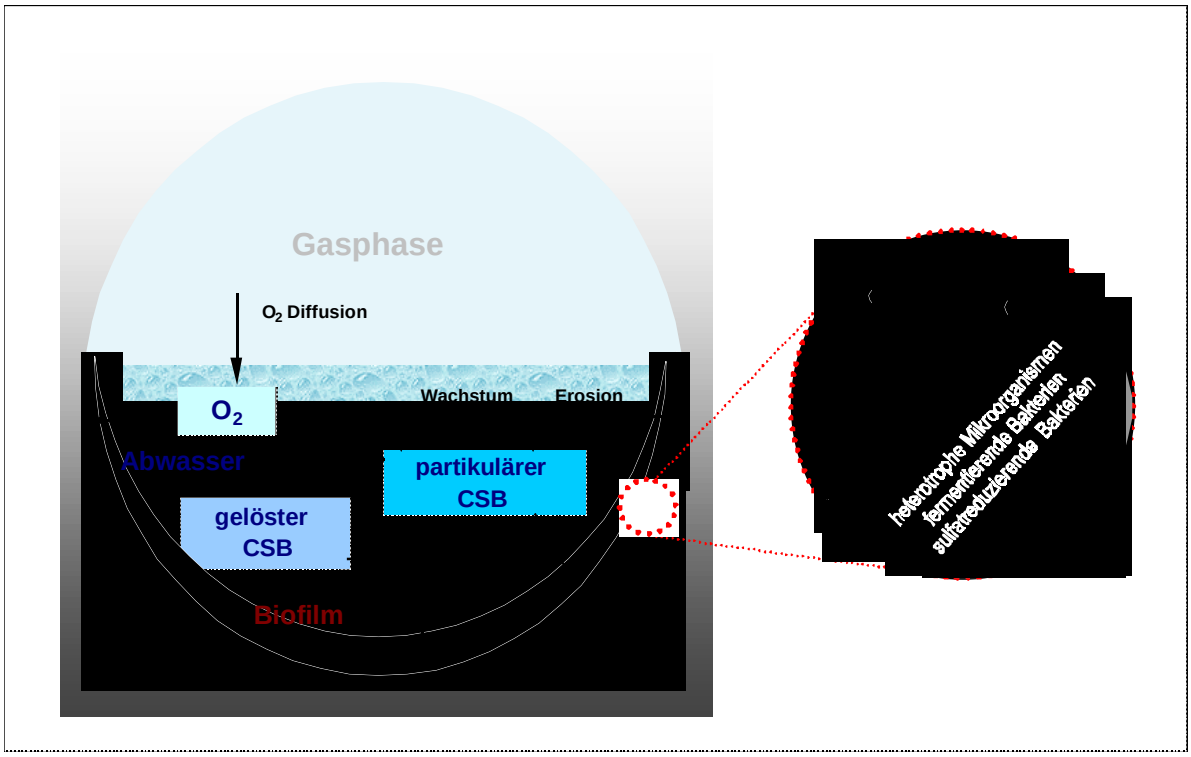


Abbildung 1: Vereinfachtes Schema der Stoffwechselprozesse in einem Abwasserkanal (DHI, 1993, überarbeitet durch Huismann, 1997)

Unter *aeroben* und *anoxischen* Bedingungen bildet sich wegen der eingeschränkten Sulfatreduktion kein Sulfid im fließenden Wasser, es erfolgt jedoch ein Umsatz von organischen Kohlenstoffverbindungen zu Biomasse und

CO_2. Der *anaerobe* Zustand, der z. T. nur partiell in der Sielhaut vorherrscht, ist gekennzeichnet durch die Fermentation niedermolekularer Kohlenstoffverbindungen und durch Desulfurikation.

In der Sielhaut wird ein Hauptanteil an biologischem Umsatz erreicht. Die Schichtdicke in Abwasserkanälen bzw. Druckleitungen wird durch die Fließgeschwindigkeit und die Zusammensetzung des Abwassers beeinflußt und erreicht Bewuchsmengen von 0 bis 60 g/m² bei oTS-Anteilen von 30 bis 60 % (Gutekunst, 1995). In entsprechend flachen Kanälen ist demzufolge ein Sielhautbewuchs in einer Stärke von mehreren Millimetern möglich. Der tägliche Zuwachs wurde zwischen 1 und 6,2 gTS/m²·d bestimmt (Gutekunst, 1995). Reiff (1992) ermittelte in Abhängigkeit von der Wandschubspannung mittlere Sielhautmengen von bis zu 90 gTS/m². Der Stickstoffgehalt wurde z. B. mit 1,3 % bestimmt und schwankte in Abhängigkeit vom Glühverlust. Die Menge an abgespülter Sielhaut bei starker hydraulischer Belastung ergab bei diesen Untersuchungen bis zu 40 gTS/m² pro Ereignis. Die Absetzeigenschaften dieser Feststoffe im Batchversuch waren gut.

Durch die wechselnden Scherkräfte und die geringer werdende Resistenz der zunehmenden Sielhautschicht gegen Erosion erfolgt ein ungleichmäßiger Abtrag von Biofilmbestandteilen. Die Abrasion erreicht sein Maximum bei Regenwetterereignissen. Dadurch ergibt sich eine Erhöhung der suspendierten Biomasse, die bei Trockenwetterabfluß wieder Sediment bilden kann.

Die Vorgänge werden komplexer, wenn das System verstärkt zu Ablagerungen neigt. Dies ergibt sich z. B. infolge des verringerten Stoffaustausches im Ablagerungskörper und der Mischung von am Sediment wachsenden Biofilm, abgesetzter Sielhaut und flockenbildenden Organismen. Grundsätzlich kann zwischen kurz-, mittel- und langfristigen Sedimentations- bzw. Erosionsprozessen unterschieden werden. Langfristig wird das Niveau von Ablagerungen eine charakteristische Höhe erreichen (Ristenpart, 1995), die eine entsprechende hydraulische Auswirkung hat. Die Intensität von kurz- bzw. mittelfristigen Erosionsprozessen ist von der akkumulierten, remobilisierbaren Ablagerungsmenge abhängig.

Frisches häusliches Abwasser ist ein Gemisch aus organischen und anorganischen Bestandteilen. Hauptsächlich die abbaubaren organischen Verbindungen sowie anorganische Stoffe, wie Sauerstoff, Nitrat und Sulfat

unterliegen Umsatzprozessen. Ungelöste Stoffe können sedimentieren, werden durch Scherkräfte mechanisch zerkleinert und durch Hydrolyseprozesse in gelöste Anteile transformiert. Beim Umsatz gelöster Bestandteile erfolgt größtenteils eine Biomassebildung. Demnach ist die Zusammensetzung von Abwasser, das wenige Minuten bis Stunden alt ist, sowohl konzentrations- als auch stoffbezogen anders als von Abwasser, welches bereits 12 Stunden und mehr in einem Kanal unterwegs war.

Die meisten Untersuchungen und Daten zur Abwasserbeschaffenheit stammen aus Zuläufen zu Abwasserbehandlungsanlagen, direkte Vergleichswerte zu frischem Abwasser stehen kaum oder nur unzureichend zur Verfügung.

Die Veränderungen des Rohabwassers im Kanal lassen sich in verschiedener Form systematisieren. Wird die Klassifizierung im Hinblick auf die Einflüsse auf eine Abwasserbehandlungsanlage vorgenommen, stehen zwei Prozeßgruppen im Vordergrund:

(1) Permanente Veränderungen des fließenden Abwassers.

Andauernde Auswirkung durch

- Respiration (z. B. Verringerung der CSB-Fracht) und Hydrolyse mit den damit verbundenen Stofftransformationen (z. B. Verschiebung der Verhältnisse der CSB- und Stickstofffraktionen)
- Zufuhr von Elektronenakzeptoren, z. B. durch erhöhte Nitratgehalte im infiltrierten Grundwasser (Aurand et al., 1991) und
- pH-Wert- und Temperaturänderungen.

Dabei gilt es zu ermitteln, ob die frachtmäßige Verringerung bzw. Erhöhung (z. B. CSB, NO_3-N) resp. die Verschiebung der Zusammensetzung andauernd und zuverlässig erfolgt oder jahreszeitlichen/saisonalen Schwankungen ggf. mit Amplituden unterliegt.

(2) Entkopplung des Transportvorganges der partikulären Abwasserinhaltsstoffe vom Abwasserstrom.

Dieser Vorgang ist von der

- Fließgeschwindigkeit
- den Hydrolyseprozessen und
- den Scherkrafteinflüssen (z. B. Abreißen der Sielhaut im Regenwetterfall)

beeinflußt. Durch die Entkopplung von der Fließzeit sind für Ablagerungen wesentlich längere Reaktionszeiten gegenüber den gelösten Stoffen im Abwasser möglich. Neben jahreszeitlich/saisonal bedingten Unterschieden in der Veränderung ist zu ermitteln, unter welchen Umständen die resultierenden Stoffe bzw. Stoffwechselprodukte aus den Sedimenten ausgeschwemmt werden und einen Einfluß auf die Abwasserreinigung (z. B. Absetzeigenschaften) ausüben.

Entsprechende Aussagen zum vorliegenden Kanalnetz erbringen somit qualitativ höherwertige Bemessungsgrundwerte und Vorteile für die Betriebsführung von Kläranlagen.

3 Kanalisationstypen

Der Kanalisationstyp bestimmt hauptsächlich die Milieubedingungen, die Umsatzprozesse und Transporteigenschaften sowie sich daraus ergebende Beeinflussungen der verfahrenstechnischen Stufen einer Abwasserbehandlungsanlage. Die wesentlichen Typen sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Meist treten in der Praxis Kanalnetze in einer Kombination dieser Kanaltypen auf, z. B. in Kanalsystemen mit wechselnden Gefälleabschnitten, wo in den Steilstrecken aerobe Milieubedingungen und in den flachen Abschnitten anoxisch/anaerobe Verhältnisse vorherrschen, so daß sich die Vorgänge überlagern.

Tabelle 1: Auswirkungen des Kanalisationstypes

Kanaltyp	Milieu	Einfluß auf		
		Kanal	Qualität	Organismen
flach ohne Grundwasser (z.T. Exfiltration)	teilweise anaerob	Sulfidentstehung, Ablagerungen, geringer Sielhautzuwachs	hoher Anteil an org. Säuren (BioP, Denitrifikation)	vermehrt fakultative Anaerobier zur Versäuerung
flach mit Grundwassereintritt	z. T. anoxisch durch Nitratgehalt des Grundwassers	Ablagerungen, starke Sielhautschichten mit geringer Erosion	Verbrauch von org. Kohlenstoffquellen, N_{ges} > 11 g/EW·d	vermehrt heterotrophe Biomasse
ausreichend Gefälle mit O_2-Eintrag	aerob durch hohen O_2-Eintrag	kaum Ablagerungen, hoher Sielhautzuwachs bei ständiger Erosion	Verbrauch von org. Kohlenstoffquellen, CSB/BSB_5 > 2	höherer Gehalt an Nitrifikanten und Heterotrophiern

4 Hauptumsatzprozesse

4.1 Sauerstoff

Sauerstoffgehalte in Abwasserableitungssystemen resultieren aus dem mikrobiellen bzw. chemischen Verbrauch des Sauerstoffes und der Wiederbelüftungsrate $k_L a$. Die Respiration der Biomasse ergibt sich aus dem Verbrauch des Biofilms, der suspendierten Organismen im Wasserkörper und den Vorgängen im Sediment. Die von Parkhurst und Pomeroy (1972) ermittelte und von Jensen (1995) verbesserte empirische Gleichung (1) für die Ermittlung der Wiederbelüftungsrate erbringt nur eine geringfügige Überbewertung des Sauerstoffeintrages in Freispiegelkanälen gegenüber experimentellen Werten und wird deshalb oft angewendet.

$$k_L a(20°) = 0{,}86(1 + 0{,}20 \cdot \mathbf{F}^2)(S \cdot u)^{3/8} d_m^{-1}$$ **Gleichung 1**

Mit $k_L a$ = Belüftungskoeffizient [h^{-1}], Froudezahl $\mathbf{F} = u/(g \cdot d_m)^{0,5}$, g = Erdbeschleunigung [m/s²], S = Leitungsgefälle [m/m], u = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s], d_m = mittlerer Wasserstand (durchflossener Querschnitt geteilt durch Wasserspiegelbreite [m²/m]).

Der Betrag der Sauerstoffzehrung ist von zahlreichen Faktoren abhängig. Für die Voraussage bei simulationstechnischen Betrachtungen wird der O_2-Verbrauch u. a. mit Hilfe eines modifizierten ASM 2 (Gall et al., 1995) auf der Basis einer CSB-Bilanz oder unter zusätzlicher Betrachtung biofilmkinetischer Aspekte auf Grundlage des BSB errechnet (Garsdal et al., 1995). Über die experimentelle Bestimmung des Sauerstoffverbrauchs im Biofilm berichtet Huismann (1997). Eine Bestimmung der Respirationsrate der suspendierten Mikroorganismen kann z. B. nach Sollfrank (1988) oder Matsché (1990) erfolgen. Als schwierig erweist sich sowohl die Berechnung als auch die direkte Bestimmung des Sauerstoffverbrauches im Sediment infolge der heterogenen Verteilung der Ablagerungen mit der damit verbundenen unregelmäßigen Biomasseverteilung und den wechselnden Stoffaustauschbedingungen.

4.2 Stickstoff

Die Herkunft der Stickstoffverbindungen im Abwasser ist vielfältig. Der enthaltene oxidierte Stickstoff (Nitrat, Nitrit) ist meist industrieller/gewerblicher oder landwirtschaftlicher Herkunft. Oxidierter Stickstoff kann aber auch durch das Trinkwasser und mit Fremdwasser in das Kanalsystem gelangen. Dies führt bei sonst ausgeglichenen Verhältnissen zu einer ungünstigen Verschiebung des Stickstoff/CSB-Verhältnisses. Der Hauptanteil an reduzierten organischen (Eiweißkomponenten, Peptide, Harnstoff usw.) und anorganischen Stickstoffverbindungen (Ammonium) wird überwiegend durch den Menschen eingetragen.

Der wohl bekannteste und weitestgehende Umsatz im Kanalsystem ist die Umsetzung des Harnstoffs zu Ammonium mit dem Enzym Urease. Andere organische Stickstoffverbindungen unterliegen gleichfalls einem hydrolytischen Aufschluß zu Ammonium als Folge von Fermentationsprozessen und mikrobiellem Umsatz organischer Stoffe, wobei eine vollständige Reaktion selbst bei den biologisch intensivierten Prozessen in einer Kläranlage nicht zu erreichen ist. Anhand des NH_4-N/TKN-Verhältnisses läßt sich infolge des hohen Anteils des Harnstoffumsatzes nur eine qualitative Einschätzung der Hydrolyseprozesse vornehmen.

Nitrifikationsprozesse in stark belüfteten Kanalsystemen werden in der Literatur verschiedentlich erwähnt (Nielsen et al., 1992). Xu und Hultmann (1995) weisen auf den Einfluß nitrifizierender Biomasse im Anlagenzulauf für Modellierungsprozesse hin.

Die Denitrifikationsaktivität bezüglich oxidierter N-Verbindungen schwankt in Abhängigkeit vom Abwasser-/Kanaltyp, aber auch zeitlich (Henze, 1986). Vom gleichen Autor wurden Ergebnisse vorgestellt, die eine höhere Effizienz der denitrifizierenden Biomasse aus dem Kanal gegenüber Belebtschlamm aus einer Belebungsanlage aufweisen (Henze, 1989). Infolge seiner chemischen Eigenschaften diffundiert Nitrat in untere Biofilmschichten der Sielhaut und wird dort denitrifiziert. Hegemann (1988) berichtet von Kanalabschnitten, in denen sich Mikroorganismen in der Sielhaut anreichern, die nur bis zum Nitrit denitrifizieren. Das Ausmaß der Denitrifikation von Nitrat, z. B. in schlecht belüfteten Kanälen, kann infolge der diffusen Nitratquellen kaum erfaßt werden.

4.3 Schwefelverbindungen

Die Schwefelverbindungen im häuslichen Abwasser stammen aus dem Trinkwasser, Waschmitteln, Fäkalien, Speiseresten, Fremdwasser usw. (Lohse, 1986). Das im Trinkwasser enthaltene Sulfat ist die Hauptursache der häufig auftretenden Sulfidprobleme (Viel, 1947). Entsprechend dem Grenzwert der Trinkwasserverordnung in Deutschland (240 mg/l) schwanken die Gehalte an Sulfat in häuslichem Abwasser zwischen 50 und 150 mg/l.

Neben direkter Einleitung von Sulfiden z. B. durch Abwässer der Papierindustrie entsteht Sulfid durch die mikrobielle Reduktion von Sulfat. Diese erfolgt besonders in langen Kanälen mit geringer Wiederbelüftung, bei hohen Temperaturen und in Druckleitungen mit hohen Fließzeiten und/oder langen Standzeiten in den Förderpausen. Auch in aeroben Kanalabschnitten mit geringen Sauerstoffgehalten (< 1 mg/l) erfolgt in den tieferen, anaeroben Teilen der Sielhaut eine Desulfurikation. Das dabei entstehende Sulfid wird jedoch beim Austritt aus bzw. in den oberen Schichten des Biofilms oxidiert (Norsker et al., 1995).

Unter günstigen Bedingungen für die Desulfurikation werden Sulfidgehalte bis über 10 mg/l nachgewiesen. Für die Voraussage der Sulfidentwicklung und Korrosion wurden bereits Berechnungsmodelle (z. B. Thistlethwayte, 1979, Boon und Lister, 1975) vorgestellt, in die sowohl konstruktive Eigenschaften als auch hydraulische und abwasserspezifische Parameter eingehen.

Infolge der Geruchsprobleme und der Gesundheitsgefährdung des Betriebspersonals durch austretenden Schwefelwasserstoff sowie den Korrosionserscheinungen an Beton und Metallen durch Schwefelsäurekorrsion ist einer Sulfidentstehung möglichst vorzubeugen. Auch über Probleme beim Kläranlagenbetrieb durch Anstieg des Schlammvolumenindexes infolge erhöhter Sulfidgehalte wird berichtet (Huber et al., 1984, Strom und Jenkins, 1984). Gleichzeitig wurde bei hohen Konzentrationen (bis 12,5 mg/l HS^-) auch eine unvollständige Denitrifikation festgestellt (Lützner et al., 1994), die sich jedoch nicht auf die Gesamtelimination auswirkte, sondern in einer N_2O-Emission resultierte. Bei den gleichen Versuchen wurde auch eine 35%ige Hemmung der Nitrifikation, bezogen auf die Stickstoffmaximalatmung, registriert (vgl. auch Bremner und Bundy, 1974).

Die Desulfurikation findet hauptsächlich in der Sielhaut (Biofilm), gleichzeitig aber auch im Abwasserstrom durch abgeschwemmte Biofilmpartikel statt. Schmitt (1992) ordnet die Ablagerungen im Kanal als erhebliche Sulfidquelle ein. Untersuchungen von Müller (1996) ergaben, daß auch bei fehlerhafter Kanalnetzbewirtschaftung (insbesondere bei Trockenwetter) infolge der Stauzeiten ein Gefährdungspotential durch H_2S vorliegt.

Vereinfacht läßt sich die Sulfatreduktion gemäß Abbildung 2 darstellen.

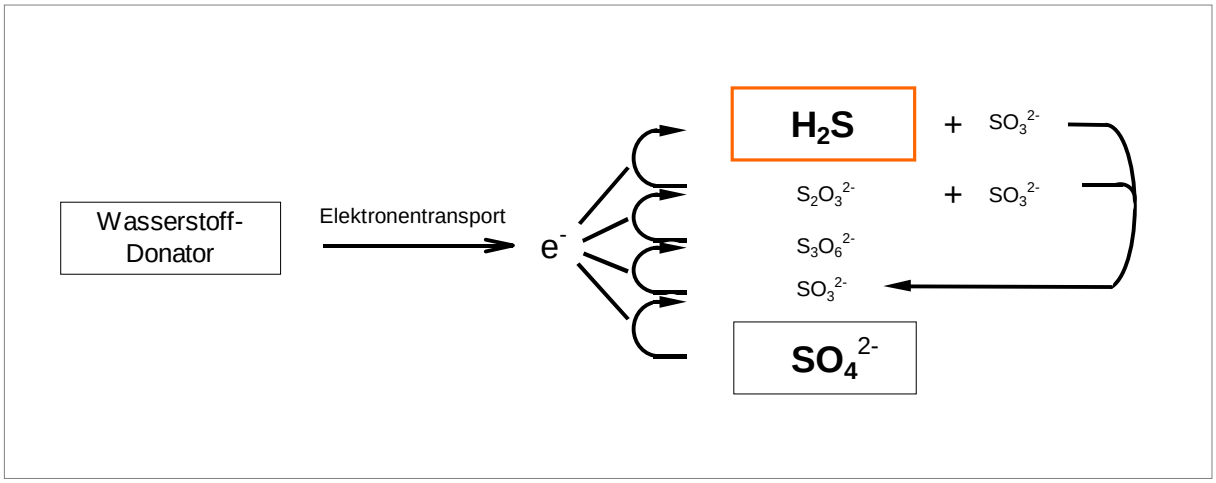


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Sulfatreduktion (Schlegel, 1985)

Die Sulfatreduktion wird durch folgende Faktoren behindert:

- hoher Sauerstoffgehalt und –eintrag
- hohe Konzentration an oxidierten Stickstoffverbindungen (Nitrat)
- geringe Temperaturen
- wenig Ablagerungen
- Mangel an oxidierten Schwefelverbindungen
- Mangel an leichtabbaubarem CSB
- hoher Gehalt an Metallionen.

Besonders hohe Sulfidkonzentrationen und damit Schwefelwasserstoffprobleme ergeben sich demzufolge in Druckleitungen ohne Wiederbelüftungsmöglichkeit. Hadjianghelou et al. (1984) geben eine einfache Gleichung (2) zur Abschätzung der Zunahme des Sulfidgehaltes ΔS [mg/l] in Druckrohrleitungen für kommunales Abwasser in Abhängigkeit von der Fließzeit t [min] und dem Rohrdurchmesser D [m] an:

$$\Delta S = 0{,}975 \cdot \frac{t}{D}$$ **Gleichung 2**

Wagner (1984) weist nach, daß sich dieser Berechnungsansatz unter nichtlimitierten Wachstumsbedingungen hinsichtlich Sulfat und Wasserstoffdonator (CSB) auf eine Umsatzcharakteristik eines quasi-stationär betriebenen Biofilmreaktors mit gleichbleibender biozönotischer Zusammensetzung zurückführen läßt.

Bei Maßnahmen zur Unterdrückung der Sulfidentstehung empfiehlt es sich, den Sauerstoff- bzw. Nitratbedarf der in der Druckleitung vorhandenen Sielhaut zu ermitteln und für die entsprechende Dosierung an Luft, Reinsauerstoff, Wasserstoffperoxid oder Nitrat (Bentzen et al., 1995) zugrunde zu legen.

Die Schwefelwasserstoffentstehung kann wirkungsvoll durch pH-Wert-Anhebung oder Fällung des Sulfids mit Metallsalzen verhindert werden. Durch korrosionsbeständige Rohr- und Schachtmaterialien bzw. Einbauten werden Schäden bei einsetzender Schwefelsäurekorrosion vermieden.

Die Prognose der Sulfidproduktion in Freigefälleleitungen ist komplizierter einzuschätzen. Grundsätzlich sind in diesem Zusammenhang bereits konstruktiv alle möglichen, ökonomisch tragbaren Maßnahmen vorzusehen, um eine gute Durchlüftung zu gewährleisten und eine ausreichende Fließgeschwindigkeit resp. Schleppspannung zur Verhinderung von Ablagerungen und Verkürzung der Reaktionszeiten zu erreichen.

4.4 Organische Verbindungen

Organische Verbindungen kommen im Abwasser in vielfältiger Form vor und unterliegen kurz- und langfristigen biochemischen Umwandlungsprozessen. Grundsätzlich ist davon auszugehen, daß niedermolekulare organische Kohlenstoffverbindungen unter Biomassewachstum veratmet werden oder anaeroben Fermentationsprozessen unterliegen. Höhermolekulare Verbindungen müssen durch Hydrolyseprozesse gelöst und einem Abbau- bzw. Umbauprozeß zugänglich gemacht werden.

Nielsen et al. (1992) beschrieben das Verhalten von Kohlenhydraten und Proteinen im aeroben und anaeroben Milieu für gelöste und partikuläre Anteile unter Batchbedingungen (Abbildung 3).

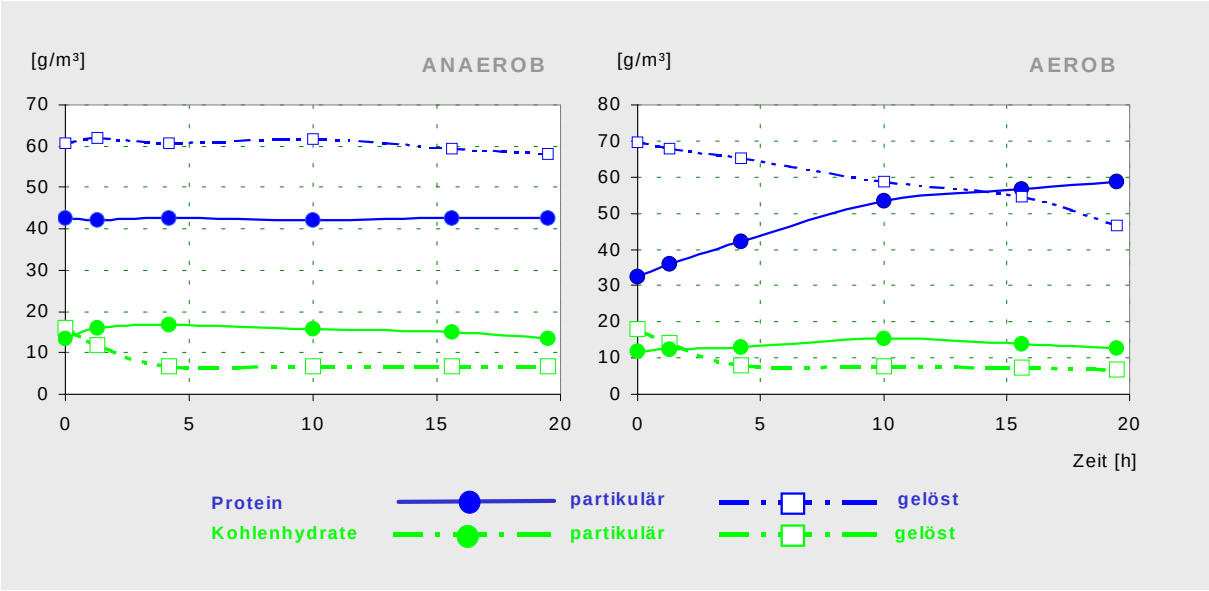


Abbildung 3: Zeitliche Veränderungen ausgewählter Parameter unter aeroben und anaeroben Bedingungen (Nielsen et al., 1992)

Der einfache Zugriff durch die Mikroorganismen auf niedermolekulare, gelöste *Kohlenhydrate* bewirkt einen schnellen Beginn der Abbauvorgänge (Abbildung 3). Ungelöste, makromolekulare Kohlenhydrate wie Papier, Zellstoff und Lebensmittelreste unterliegen dagegen nur einem langsamen Lösungsprozeß und fallen meist als Rechengut oder Primärschlamm an.

Für gelöste *Proteine* ist infolge der leichten Verfügbarkeit für Mikroorganismen ein aerober Vorabbau ableitbar. Gleichzeitig ist das Biomassewachstum infolge des Vorabbaues eine Quelle für partikuläre Proteinverbindungen. Damit kann die Proteinkonzentration für die mengenmäßige Ermittlung des Zuwachses genutzt werden (Abbildung 3). Unter anaeroben Bedingungen kann kein Biomassewachstum nachgewiesen werden. Da sich im anaeroben Milieu für Proteine keine signifikante Veränderung zeigt, können Kanalabschnitte auch hinsichtlich der Intensität des anaeroben bzw. aerob/anoxischen Milieus bewertet werden. Einschränkend gilt, daß die Prozesse im Kanal durch die Aktivität des Biofilms der Sielhaut und der Ablagerungen intensiver sind und Rohwasseruntersuchungen in Batchtests nur Tendenzen ausweisen.

Der Verbrauch an *organischen Säuren* kann ebenfalls als Maß für den aeroben resp. anoxischen Vorabbau genutzt werden. Für Druckleitungen unter anaeroben Bedingungen wurde festgestellt, daß die Produktion und der Verbrauch kurzkettiger organischer Säuren parallel zur Sulfidentstehung stattfindet (Hvitved-Jacobsen et al., 1995). Der gleiche Vorgang trifft auch für Freispiegelkanäle mit geringer Wiederbelüftungsrate zu. Der Prozeß ist hier jedoch schwieriger quantifizierbar, da die Umsatzrate sowohl von der Hydrolyseleistung an organischen Stoffen als Voraussetzung für die Fermentation von z. B. Essigsäure als auch vom Verbrauch an Donator durch Respiration limitiert sein kann.

Organische *Fette* in feindisperser Form sind bakteriell leicht zugänglich und werden im Kanal in geringem Maße abgebaut (Koppe und Stozek, 1993).

Das Verhalten von *Tensiden* ist dadurch gekennzeichnet, daß anionische Anteile durch kationische ausgefällt werden und ein weiterer Teil durch Sorption an feste Abwasserinhaltsstoffe in eine ungelöste Form überführt wird. Der stattfindende Primärabbau bewirkt zwar eine Abnahme der Methylenblau- und Bismutaktivität, verändert aber nicht den chemischen Sauerstoffbedarf (Koppe und Stozek, 1993).

Kohlenwasserstoffe aus Industrie und Haushalt können bei anaeroben Prozeßbedingungen als Methan freigesetzt werden. Beispielsweise wurden in einem schlecht belüfteten Transportsammler für häusliches und gewerbliches Abwasser Methankonzentrationen von bis zu 45 ml/l gemessen (Koppe und Stozek, 1993). Gelangen leichtflüchtige Kohlenwasserstoffe (z. B. Benzin) ins Kanalnetz, ist es möglich, daß sich hochexplosive Gemische bilden, die zu beträchtlichen Schäden führen können (Conradin und Wolfer, 1996). Problematisch ist die Anlagerung von hochmolekularen Kohlenwasserstoffen am Kanalrohr meist in kritischen Bereichen (z. B. vor Pumpen). Untersuchungsbedarf besteht für die Reaktionsraten dieser Stoffe unter aeroben Bedingungen im Kanal.

5 Verhalten von Feststoffen in Mischwasserkanälen

5.1 Feststoffeintrag

Der Eintrag von Feststoffen in die Kanalisation erfolgt mit dem Oberflächenabfluß über Straßeneinläufe und Regenfallrohre und mit dem Schmutzwasserabfluß über die Hausanschlüsse der Grundstücke. Auf beiden Wegen werden sowohl bei Trockenwetter als auch bei Regenwetter organische und anorganische Feststoffe eingetragen.

Für den **Oberflächeneintrag** sind der Straßenverkehr, lokale Bauvorhaben und jahreszeitliche Schwankungen von Bedeutung. Im Jahresgang variieren Anfallmenge und Charakter der eingetragenen Feststoffe (Lützner et al., 1997). Diese sind vorwiegend durch den Vegetationszyklus und Wintereinfluß bedingt. Durch den Oberflächenabfluß ist ein Spülstoß zu verzeichnen.

Niederschlagsbedingt erfolgt vor allem der Eintrag von Staub, Feinsand, Kot, Laub, Pflanzensamen und Straßenabfall. Verhalten und Zusammensetzung der Feststoffe sind neben der Verfrachtung von organischen und anorganischen Schadstoffen (Schwermetalle, Salze, Kohlenwasserstoffe etc.) von Bedeutung. Regen als eine Form des Niederschlages hat in europäischen Siedlungs- und Industriegebieten häufig einen pH-Wert unter 6. Auf dem Weg über die Oberfläche in den Kanal erfolgt eine Anhebung des pH-Wertes, so daß gelöste Schwermetalle zum großen Teil an den Feststoffen (überwiegend am Feinanteil

wie Staub) adsorbiert werden. In der Sielhaut und in organischen Ablagerungen werden First-Flush-Effekte durch Oberflächenabspülung im Kanal durch Sedimentation, Adsorption, Flockungsvorgänge, Komplexierung und auch Inkorporation in den Zellen der Biomasse verzögert. Die Schadstoffe unterliegen dann den Bedingungen des Feststofftransportes im Kanal und können sofort transportiert oder akkumuliert und erodiert werden.

Der Einfluß der Schwermetalle aus dem Oberflächenabfluß auf die biologische Abwasserreinigung ist meist untergeordnet, schwermetallbelastete Sielhautproben zeigen jedoch wesentlich geringere Respirationsraten als unbelastete (Gutekunst, 1995).

Der Feststoffeintrag bei *Trockenwetter* erfolgt in geringerem Umfang und vorwiegend über Straßeneinläufe durch den Straßenverkehr. Dadurch gelangen neben feinen Partikeln auch größere Kornfraktionen, z. B. Split, in den Kanal.

Mit den **Schmutzwasseranschlüssen** der Grundstücke ist neben den aus häuslichem Abwasser bekannten groben, organischen Feststoffen wie Kot, Hygieneartikel, Papier und Küchenabfälle auch mit mineralischen Feststoffen durch Waschwasser und Bauschutt zu rechnen. Eigene Beobachtungen bezeugten, daß ein Großteil der praktisch nicht mobilisierbaren Ablagerungen in der Dresdner Kanalisation z. B. aus Keramik- und Ziegelbruch besteht.

5.2 Akkumulation, Transport und Remobilisierung von Feststoffen

Der Transportvorgang der Feststoffe im Netz ist komplex und erfolgt nicht mit der Geschwindigkeit des Wasserkörpers. Neben der Sedimentation sind die Vorgänge der Hydrolyse, Verklumpung oder der mechanischen Zerkleinerung wichtig. Die Feststoffe sind inhomogen und liegen schwimmend, schwebend, als Geschiebe oder als Mischform vor. Die Unterscheidung in die Transportformen

- - gelöst (wash load)
- - als Suspensa (suspended load) und
- - als Geschiebe (bed load)

hat sich durchgesetzt. In neueren Diskussionen wird die aus Messungen an Fließgewässern stammende Betrachtung des reinen Geschiebetransportes differenziert, da auf Grund der organischen und faserigen Bestandteile von einer Schichtung auszugehen ist (Ashley et al., 1993; Lützner und Gebhard, 1997). Arthur und Ashley (1997) benennen die organische dickflüssige Schicht “near bed solids transport”, womit eine allgemein anerkannte Begriffsdefinition erfolgte.

Dieser Transportprozeß erfolgt vorwiegend in flachen Entwässerungsnetzen. Die schlammähnliche Schicht konnte in eigenen Untersuchungen auch in Dresden nachgewiesen, aber bisher nur näherungsweise quantifiziert werden. Die beobachteten Schichtdicken lagen zwischen wenigen Millimetern und 5 bis 8 cm bei darunter liegenden mineralischen Ablagerungen von 5 bis ca. 25 cm.

In weiteren Untersuchungen wurden mehrmals und an verschiedenen Meßstellen zeitgleich Probenahmen von Ablagerungen und der Sielhaut über den Rohrquerschnitt durchgeführt. Diese wurden auf ihre Anteile an CSB, organisch gebundenem Stickstoff und Ammonium untersucht. Die mittlere Verteilung im Kanalquerschnitt bei Trockenwetter (Bezug 1 m Kanal) ergab ca. 97 % des CSB in den Ablagerungen und ca. 3 % in der Sielhaut, für TKN ca. 93 % im Sediment und 7 % in der Sielhaut.

Um die möglichen remobilisierbaren Schmutzfrachten bezüglich CSB und TKN zu ermitteln, ist es notwendig, den erodierbaren Anteil der Ablagerungen als auch den der Sielhaut zu ermitteln. Tabelle 2 weist aus, welche hohen Streubreiten innerhalb der spezifischen Parameter auftreten. Das zeigt, daß diese Ergebnisse nicht auf unterschiedliche Kanalsysteme übertragbar sind.

Tabelle 2: Eigenschaften von Kanalablagerungen

	Literaturwerte		**Abfangsammler Dresden**	
Charakterisierung der Probe	grob, mineralisch	feinkörnig, meist organisch	grob und feinkörnig	Sielhaut (gesamt)
Physikalische Eigenschaften				
Feststoffgehalt [g/kg]	740 [1]	270 [1]	715	385
Dichte [kg/m³] bzw. Bewuchs [g/m²]	1720 [1] 1510-2095 [4]	1170 [1] 972-1448 [4]	1325	381
Wasserverlust [%]	20-47 [4]	50-96 [4]	28,5	61,5
d_{50} [mm]	0,2-0,5 [2] 0,4-15 [3]		0,78	
Chemische Eigenschaften				
CSB [g/kg TS]	6-80 [1]	76 [1]	162	297
CSB [kg/m³ NS] bzw. [g/m²]	0,1-108 [4]	55-340 [4]	142	100
NH_4-N [kg/m³ NS] bzw. [g/m²]	0,01-1,9 [4]	0,04-59,4 [4]	0,37	0,08
org. N [g/kg TS]	0,2-1,5 [1]		1,98	13,5

[1] Crabtree, 1988 (zit. in Ristenpart, 1995); [2] Verbanck, 1992; [3] Laplace et al., 1992; [4] Crabtree et al., 1995

Feldmessungen zum Frachtanstieg aus einem Hauptsammler (NW 2500) nach zwei Regenereignissen sind in Tabelle 3 dargestellt. Die ausgewiesenen Werte verdeutlichen die beträchtlichen Frachten, die innerhalb kurzer Zeitspannen zum Abfluß gelangen können.

Tabelle 3: Beispiele für remobilisierte Frachten abflußerzeugender Regenereignisse im Vergleich zum Trockenwetteranfall (Dauer jeweils 2,5 Stunden)

Tag	Q_{max} [m³/s]	Gesamtfracht/ Ereignis [kg]		% der mittl. Tagesfracht		TW-Anteil [%]		Remobilisierte Schmutzfracht [%]	
CSB									
12.05.	1,2	13324		62		18		5,5	
18.05.	2,7	22165		119		5		10,5	
N_{org} und *NH_4-N*									
12.05.	1,2	317	*150*	33	*1*	31	*32*	8,8	*2,4*
18.05.	2,7	466	*187*	63	*8*	11	*49*	16,5	*19,4*

Als maßgebende Größe für die Transportform gilt die Schubspannung im Gerinne. Diese nimmt zur Sohle hin zu und erreicht als Rand- oder Bettschubspannung ihr Maximum. Es wird hierbei in kritische Schubspannungen für den Beginn der Ablagerung und die Remobilisierung unterschieden. Die erforderliche Schubspannung zur Erosion ist größer. Sie kann durch eine Sedimentverfestigung infolge Mineralisierung und Druckkraft auf das Sedimentbett bei ruhenden Ablagerungen steigen. Dies wird bereits in Modellansätzen berücksichtigt (z. B. Wotherspoon und Ashley, 1992). Ristenpart (1995) stellte bei Feldmessungen fest, daß nach einer 3-wöchigen Trockenwetterperiode eine doppelt so hohe Schubspannung erforderlich war wie vorher, um Ablagerungen zu erodieren.

Die Fließgeschwindigkeit ist als Transport- und Erosionskriterium nicht geeignet, wie Untersuchungen u. a. von Ashley et al. (1992) zeigen. Trotz gleichbleibender mittlerer Fließgeschwindigkeit wurden stark schwankende Schubspannungen ermittelt. Die Schubspannung ist allerdings gegenüber der Geschwindigkeit nur eine indirekt meßbare Größe.

Zahlreiche Kanäle haben ein kreisähnliches Profil, so daß im ablagerungsfreien Zustand und bei Trockenwetter noch eine relativ große Fließhöhe über einer glatten Sohle vorliegt. Eine Sedimentation im Grenzzustand betrifft vor allem schwere und große Bestandteile. Diese füllen die Kanalsohle auf, wodurch die Rauheit der Kanalsohle ansteigt und die Fließhöhe durch den breiteren Abflußquerschnitt verringert wird.

Beide Effekte mindern die mittlere Schubspannung durch höhere hydraulische Verluste, das verstärkt auch zum Absetzen feinerer Feststoffe führt. Das wiederum glättet die rauhe Sohle und bildet in mehr oder minder starker Form die o. g. sohlnahe organische Fluidschicht aus. Da diese Schicht leicht mobilisierbar und selbst in Bewegung ist, sinken die hydraulischen Verluste am Übergang zum Abwasserstrom (geringerer Geschwindigkeitsgradient). Es stellt sich ein Gleichgewicht zwischen Erosion und Ablagerung ein, welches durch Tagesschwankungen, Mischwasserereignisse oder Kanalreinigung unterbrochen wird.

Als weiterer begrenzender Faktor für den Feststofftransport ist die Transportkapazität des Abwassers anzusehen. Sie entspricht der maximalen

Transportkonzentration, d. h. der Feststoffkonzentration, bei der gerade noch keine Ablagerungsbildung auftritt (Macke, 1982).

Die Modellierung des dynamischen Feststofftransportes ist noch nicht in befriedigendem Maße möglich. Bestehende Laboruntersuchungen beziehen sich oftmals auf nicht kohäsives Sediment. Feldversuche haben häufig den Mangel, daß auf Grund der Komplexität nicht alle erforderlichen Kenngrößen und Randbedingungen bestimmbar sind. So erfolgt die Fehlerminimierung bei der Modellierung oftmals durch statistische oder bilanzmäßige Methoden.

6 Rechnerische Ermittlung der Umsatzraten

Für die Bestimmung und Abschätzung der Umsatz- resp. Eliminationsraten und Transportvorgänge im Kanalnetz sind ausgehend von einfach anwendbaren empirischen Gleichungen für die Sulfidentstehung auch komplexe Modelle für die Beschreibung der kompletten Abfluß- und Reaktionsmechanismen entwickelt worden. Die Anwendung setzt normalerweise umfangreiche Kenntnisse der

- baulichen und hydraulischen Kennwerte des Kanals
- Verknüpfungsbedingungen und lokalen Verhältnisse im Einzugsgebiet
- kinetischen Grundparameter der in Betracht gezogenen biologischen Reaktionen und
- Abwasserzusammensetzung voraus.

Neben der für die Sulfidproduktion in Druckrohrleitungen (Gleichung 2) vorgestellten Berechnungsmöglichkeit soll im nachfolgenden der kombinierte Modellansatz MOUSETRAP vorgestellt werden.

Dieses System wurde zur Beschreibung des Sedimenttransportes, des Verhaltens von gelösten und partikulären Schmutzstoffen sowie der zugehörigen Prozesse (Garsdal et al., 1995) entwickelt. Der Modellteil für den Stoffumsatz wird für aeroben Umsatz unter Beachtung des biologischen Sauerstoffbedarfs (BSB) für die Sielhaut und die suspendierte Biomasse beschrieben.

Die O_2-Verbrauchsrate ($BSB_{el,Sielhaut}$) der Sielhaut wird gemäß Gleichung 3 ermittelt.

$$BSB_{el,Sielhaut} = \theta^{T-20} \cdot \sqrt{2D \cdot k_{of}} \cdot DO^{1/2} \cdot \frac{A_{Siel}}{V}$$ **Gleichung 3**

Mit

θ^{T-20}	..	Temperaturkoeffizient
T	..	Abwassertemperatur [°C]
D	..	Diffusionskoeffizient für Sauerstoff bei 20°C (ca. 20)
k_{of}	..	Sauerstoffverbrauch der Sielhaut bei 20°C (ca. 3 g/m³·s)
A_{Siel}	..	mit Sielhaut bewachsene Fläche der Rohrleitung [m²]
DO	..	Sauerstoffkonzentration [mg/l]
V	..	Wassermenge [m³].

Die Kalkulation des Abbaues des gelösten BSB ($BSB_{el,susp}$) durch suspendierte heterotrophe Mikroorganismen erfolgt gemäß Gleichung 4 unter Zuhilfenahme der Monod-Kinetik.

$$BSB_{el,susp} = K_s \cdot {}^{T-20} \cdot \frac{BSB}{(BSB + k_{m,BSB})} \cdot \frac{DO}{(DO + k_{m,DO})} \cdot k_b \cdot BSB_{susp}$$ **Gleichung 4**

Mit

K_s	..	μ_{max}/Y_{max} (maximale Wachstumsrate bei 20°C/max. Ertragskoeffizient) [d^{-1}] (mit μ_{max} ca. 3 bis 13,2 d^{-1} und Y_{max} ca. 0,6 bis 0,7 goTS/gBSB)
$k_{m,BSB}$	..	Halbsättigungskonstante für gelösten BSB [mg/l] ca. 8 mg/l
$k_{m,DO}$	..	Halbsättigungskonstante für Sauerstoff [mg/l] ca. 0,3 mg/l
k_b	..	Anteil heterotropher Mikroorganismen in BSB_{susp} ca. 0,5 bis 1

Der Ertrag (BSB_{hydro}) aus den Hydrolysevorgängen ermittelt sich über eine temperaturabhängige Funktion erster Ordnung gemäß Gleichung 5.

$$BSB_{hydro} = \theta^{T-20} \cdot k_{hl} \cdot BSB_{susp}$$ **Gleichung 5**

Mit k_{hl} .. Zerfallskonstante erster Ordnung bei 20°C, ca. 0,05 bis 0,1 d^{-1}.

Das Wachstum der heterotrophen Mikroorganismen (BSB_{growth}) wird über den Biomasseertrag ermittelt (Gleichung 6).

$$BSB_{growth} = Y_{max} \cdot BSB_{el,susp}$$ **Gleichung 6**

Die Wiederbelüftungsrate kann z. B. mit dem Ansatz nach Gleichung 1 ermittelt werden, wobei die Konstanten möglicherweise neu zu kalibrieren sind.

Die Modellierung des Abflußverhaltens erfolgt über die St. Vernant-Gleichungen. Für den Stofftransport wird eine Advektions-Diffussions-Gleichung überlagert, welche die Dispersion über eine Kalibrierung des Diffusionsterms beschreibt. Eine Kalibrierung dieses Modells ist teilweise durch Tracermessungen möglich (Crabtree et al., 1995).

Für die Modellierung des Verhaltens der Sedimente und der damit verbundenen Schmutzfrachten werden diese in drei Typen unterteilt:

- Sediment der Oberfläche
- Kanalsediment
- fließender Sedimentanteil mit hohem organischen Gehalt (Partikelgröße < 0,5 mm, feindispers)

Das Oberflächen- und Kanalsediment wird jeweils in eine grobe Fraktion (Partikelgröße > 0,5 mm) und eine feine (≤ 0,5 mm) unterteilt. Schmutzfracht bildende Bestandteile werden in gelöste und ungelöste unterschieden und mit Hilfe von sediment- und stoffspezifischen (BSB, CSB, NH_4) Koeffizienten als volumenbezogene Anteile des jeweiligen Parameters im Sedimentkörper zugeordnet (Crabtree et al., 1995).

Ziel ist letztlich das Koppeln der Modellansätze für die einzelnen Systeme der Siedlungswasserwirtschaft zur komplexen Beschreibung der Vorgänge des Oberflächenabflusses, im Kanalsystem, in der Behandlungsanlage und der Auswirkungen auf das Gewässer hinsichtlich Mischwasserentlastung und Kläranlagenablauf. Um zu komplexe Modellbeziehungen zu vermeiden, ist es wichtig, die derzeitig verfügbaren Modelle hinsichtlich der Modellkomponenten, der stöchiometrischen Beziehungen und Transformationsprozesse anzupassen (Fronteau et al., 1997).

Probleme treten hierbei hinsichtlich der verwendeten Basisgrößen auf. So beruht z. B. das Belebtschlammodell ASM 1 (Henze et al., 1987) konsequent auf einer CSB- und Stickstoffmassenbilanz, die auch nicht abbaubare gelöste und partikuläre Fraktionen infolge ihrer Bedeutung für die erreichbare Ablaufkonzentration und die Schlammproduktion einer Belebungsanlage einbezieht. Dagegen basiert das o. g. Modell MOUSETRAP auf dem biologischen Sauerstoffbedarf (BSB) und betrachtet den Transport

mineralischer Feststoffe. Eine Kopplung ist demzufolge nicht ohne weiteres möglich.

Infolge der Erfordernisse der Bilanzierbarkeit der Prozesse ist es erforderlich, die Kanalnetzmodelle dahingehend anzupassen. Die Einbeziehung des Feststofftransportes in den Kläranlagenprozeß muß hinsichtlich der Auswirkungen auf den Absetzprozeß und den Schlammanfall erfolgen, da ansonsten die komplexen Beziehungen einer Abwasserreinigungsanlage nicht befriedigend dargestellt werden können, wie unter Punkt 8.3 dargestellt wird.

7 Nachweismöglichkeiten der Veränderungen

Infolge der heterogenen Zusammensetzung des Abflußkörpers sind Differenzmessungen kompliziert, da Probenahmen grundsätzlich an Stellen erfolgen müssen, an denen die Abwasserzusammensetzung über den Querschnitt homogen ist und die außerdem in ausreichender Entfernung voneinander liegen, um signifikante Veränderungen der einzelnen Parameter nachweisen zu können. Probleme bereiten hierbei Zuläufe, grobe Abwasserbestandteile und nicht kalkulierbare Ex- bzw. Infiltrationen.

Zum Nachweis der Veränderung der Abwasserzusammensetzung im Kanalnetz lassen sich u. a. sowohl Summenparameter (CSB, TOC, BSB) als auch Einzelkomponenten wie Ammonium, spezielle organische Säuren, Nitrat und Sulfat verwenden. Aktivitätsnachweise durch enzymatische Tests (Obst und Holzapfel-Pschorn, 1986; Liebeskind und Dohmann, 1994) der suspendierten bzw. in der Sielhaut fixierten Mikroorganismen sind ebenfalls anwendbar.

Grundsätzlich ist aus praktischer Sicht die Messung der Veränderung des Summenparameters CSB (homogenisiert und gelöst) sinnfällig.

Die Umsätze von organischen Bestandteilen sind auch anhand spezieller Komponenten nachweisbar. Durch Betrachtung der Proteinkonzentration kann der Nachweis für Veränderungen, z. B. des Biomassewachstums, erbracht werden. Auch anhand des Konzentrationsnachweises an Kohlenhydraten, als Teil der leichtabbaubaren Fraktion, ist eine Änderung nachweisbar (Nielsen et al., 1992).

Für die experimentelle Ermittlung der Umsatzraten in Kanälen gibt es verschiedene Ansätze. Løkkegaard et al. (1995) favorisieren bei der Charakterisierung derartiger Prozesse Methoden, wie sie für die Kalibrierung von Modellen für Belebtschlammanlagen verwendet werden. Vorteilhaft ist, daß die ermittelten Ergebnisse direkt im Modell für eine ggf. zu untersuchende Abwasserbehandlungsanlage verwendet werden können. Die kinetischen Koeffizienten werden dabei für suspendierte Organismen bestimmt, wobei der Hauptanteil der Umsetzungen im Kanal in der Sielhaut (Biofilmtheorie) bzw. durch Vorgänge in den Ablagerungen stattfindet. Aussagen zum Stoffaustausch bzw. zur Donator-/Akzeptorlimitierung haben deshalb einen hohen Stellenwert bei der experimentellen Ermittlung.

Huismann (1997) nutzt Aufwuchsträger, die zeitweise im Kanal abgelegt werden und bestimmt die Eigenschaften des darauf gewachsenen Biofilms in einem Reaktor unter realistischen Scherbeanspruchungen anhand von Respirations- und Eliminationsraten.

Für die Quantifizierung der Sedimentations- bzw. Remobilisierungsprozesse ist eine bilanzmäßige Erfassung im Kanalnetz vorteilhaft. Dazu muß das Ausmaß der Erosionsvorgänge mit dem Ablagerungsumfang verglichen werden. Problematisch ist, daß wechselnde Gefälleverhältnisse die Relation dieser Prozesse zueinander verschieben. Dabei gilt es, sowohl den Anteil organischer Frachten aus häuslichen Quellen, welche bei der Remobilisierung in das Mischwasser gelangen als auch den Mehranfall mineralischer/organischer Stoffe aus der Regenwassereinleitung ins Kanalnetz im Zulauf der Kläranlage zu erfassen.

Am Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft der TU Dresden wird z. Z. die bilanzmäßige Erfassung des remobilisierbaren Ablagerungskörpers in einzelnen Kanalabschnitten untersucht. Auf Grundlage der Korngrößenverteilung und des Absetzverhaltens erfolgt eine Fraktionierung dieses Feststoffpotentials und der dazugehörigen Konzentrationsparameter (z. B. TKN und CSB). Mit Hilfe einer hydrodynamischen Berechnung können durch Ermittlung der Schleppkräfte die Vorgänge im Kanal simuliert und die Stoffströme quantifiziert werden. Aussagen zur Genauigkeit derartiger Modellrechnungen können erst nach der Kalibrierung und Verifizierung der maßgebenden Parameter getroffen werden.

8 Auswirkungen auf den Kläranlagenbetrieb

8.1 Grundtendenz

Die Folgen für den Reinigungsprozeß in Abwasserbehandlungsanlagen sind vielfältig und werden meist anhand von Auswirkungen infolge hydraulischer Belastungen auf die Sedimentationsprozesse, erhöhter Mischwasserkonzentrationen und Mehrbelastung aufgrund der Verdrängung des Inhaltes vorgeschalteter Beckenvolumen (z. B. Vorklärbecken) in die nachfolgenden biologischen Reaktoren betrachtet.

Durch eine stoßartige Belastung des Kanalsystems erreicht der zu behandelnde Mischwasserabfluß mit Trockenwetterkonzentration relativ schnell die Kläranlage. Dies begründet sich in der höheren Ausbreitungsgeschwindigkeit der Abflußwelle gegenüber der Verdünnungswirkung (Holzer und Krebs, subm.). Die Wellenfront wird folglich aus dem zu Beginn des Regens im Kanalsystem vorhandenen Schmutzwasser gebildet. Diese frachtmäßige Mehrbelastung steigt durch die Wirkung des erhöhten Abflusses auf die vorhandenen remobilisierbaren Ablagerungen, indem zumeist feine organische und anorganische Partikel den Feststoffmassenstrom erhöhen. Auch die zwischen den Sedimenten 'gespeicherten' gelösten Stoffe werden teilweise ausgewaschen und erhöhen die Fracht an abbaubaren Verbindungen (Schmitt, 1992).

Derartige 'Spülstöße' wurden in Dresden registriert. Es wurden CSB-Konzentrationen in der Spitze von bis zu 3600 mg/l nachgewiesen. Konzentrationen zwischen 1000 und 2000 mg/l hielten über mehrere Stunden an. Zu Beginn des Abflusses wurden bereits hohe Frachten mineralischer Feststoffe transportiert. Das CSB/TS_0-Verhältnis lag unter 1 und stieg erst wieder bei abklingender Abflußwelle auf ca. 1. In **Abbildung 4** sind die z. T. stark schwankenden Konzentrationsverläufe der Parameter CSB und TKN dargestellt. Die Ursachen für die Schwankungen sind der wechselnde Feststofftransport, aber auch die Inhomogenität der Festoffverteilung über den Kanalquerschnitt. Anhand der Ammoniumkonzentration ist die Verdünnungswirkung für gelöste Stoffe nachweisbar.

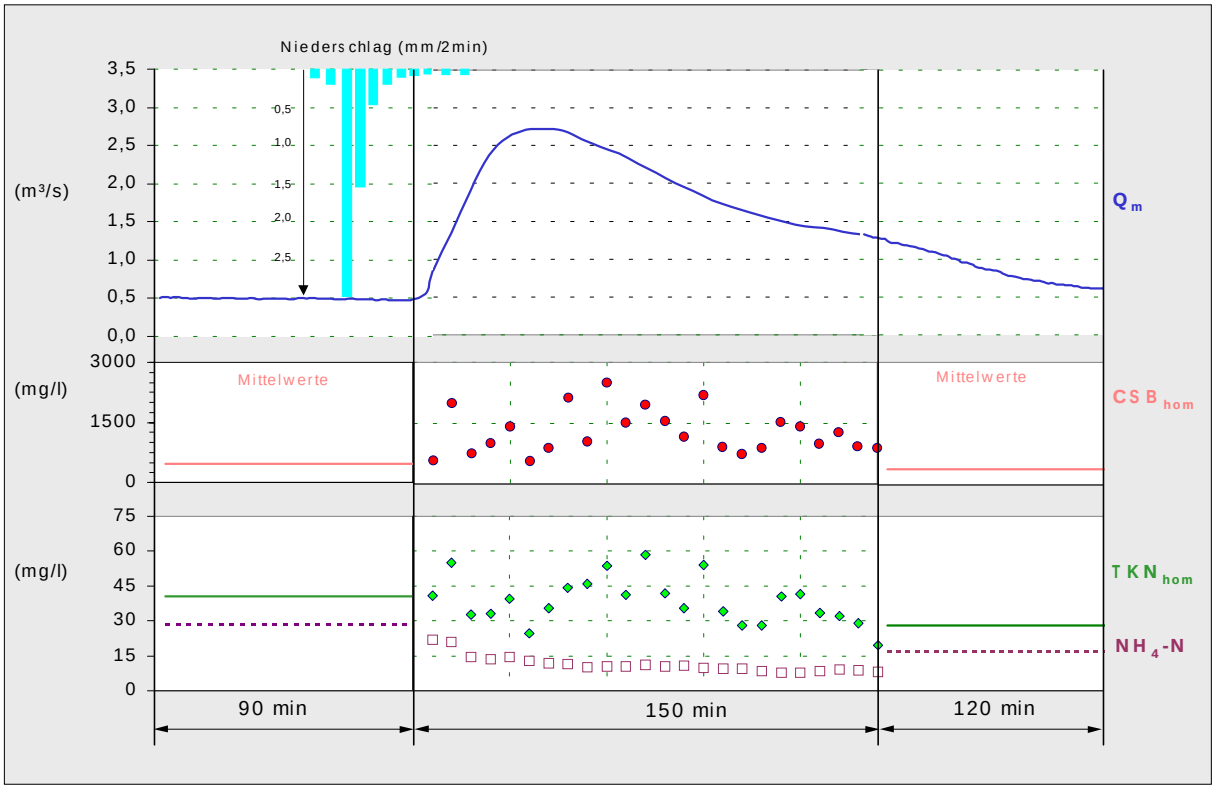


Abbildung 4: Konzentrationsverlauf bei einem Regenereignis

Aerobe Vorabbaumechanismen, die zu Biomasse und CO_2-Produktion führen, sind für den Betrieb der Kanalisation günstiger als anaerobe Prozesse. Normal zusammengesetztes Abwasser wird dadurch hinsichtlich des N/CSB-Verhältnisses zugunsten der Stickstoffverbindungen verändert. Dies wirkt sich in Abhängigkeit vom Wirkungsgrad der mechanischen Vorreinigung auf die für Stickstoff- bzw. biologische P-Eliminationsprozesse notwendigen Kohlenstoffverbindungen negativ aus. Ein Substratdefizit ergibt sich auch, wenn infolge zusätzlicher oxidierter N-Verbindungen, z. B. durch nitrathaltiges, infiltriertes Grundwasser, ohnehin höhere N-Frachten eliminiert werden müssen.

Betrachtungen zum Vorabbau sind außerdem wichtig, wenn das Ausmaß der eliminierten Fracht jahreszeitlichen Schwankungen unterliegt und Unterschiede in den maßgebenden Kohlenstofffrachten zwischen Winter und Sommer vorliegen. Nachweisbar sind derartige Einflüsse z. B. am CSB/BSB_5-Verhältnis, welches bei hohem Vorabbau ansteigt. Für Dresden wurde bei Temperaturen > 20°C ein CSB/BSB_5-Verhältnis von 2,6 und im Winter (T < 12°C) von 2,3 nachgewiesen.

Ein mikrobieller Vorabbau beeinflußt die Gesamtschlammbilanz einer Abwasserreinigungsanlage nur geringfügig, da die beim Vorabbau gebildete Biomasse mehr oder weniger zeitverzögert die Abwasserbehandlungsanlage erreicht und somit als Schlamm in der Vorklärung oder im biologischen Reaktor anfällt. Dabei ist nicht eindeutig geklärt, ob diese Schlammfraktion als Primär- oder Sekundärschlamm entfernt wird.

8.2 Vorklärbecken

Vorklärbecken beeinflussen den partikulären Anteil des in der Belebungsstufe zu behandelnden Abwassers. Ein höherer Wirkungsgrad der Sedimentation wird deshalb mit Abwasser aus Kanalnetzen mit hohem Umsatz von gelöstem Substrat zu Biomasse erreicht, wenn diese abgeschieden werden kann und damit zu höheren CSB-bezogenen Eliminationsraten des Vorklärbeckens führt. Gleichzeitig erfolgt bei hydraulischen Mehrbelastungen eine teilweise Entnahme der abgespülten Kanalsielhaut bzw. der remobilisierten Ablagerungen. Gelangen verstärkt nicht absetzbare Schwebstoffe zur Kläranlage, kommt es durch partikuläre Stoffe zu Frachtstößen in den biologischen Reaktor.

Im Rahmen der Untersuchungen zur Ertüchtigung der Kläranlage Dresden-Kaditz wurden auf halbtechnischer Basis zwei Belebungsanlagen betrieben (Lützner et al., 1996). Dabei ergab sich bei einsetzendem Regenwetter nach längeren Trockenwetterperioden eine Verschiebung des TS_0/CSB-Verhältnisses im Ablauf der Vorkläreinheit, wie beispielhaft in Abbildung 5 dargestellt. Gleichzeitig erhöhte sich im Beispielzeitraum die CSB-Fracht zeitweise auf das Doppelte, die TS_0-Fracht auf das Dreifache, jeweils bezogen auf den Medianwert der Belastung. Für das Verhältnis von partikulärem CSB-Anteil zu TS_0 im Zulauf ergab sich eine zeitliche Verschiebung. Daraus kann gefolgert werden, daß organisches Material nur zeitlich begrenzt aus dem Sediment remobilisiert werden kann und akkumulierte mineralische Feststoffe eine andere Remobilisierungscharakteristik aufweisen.

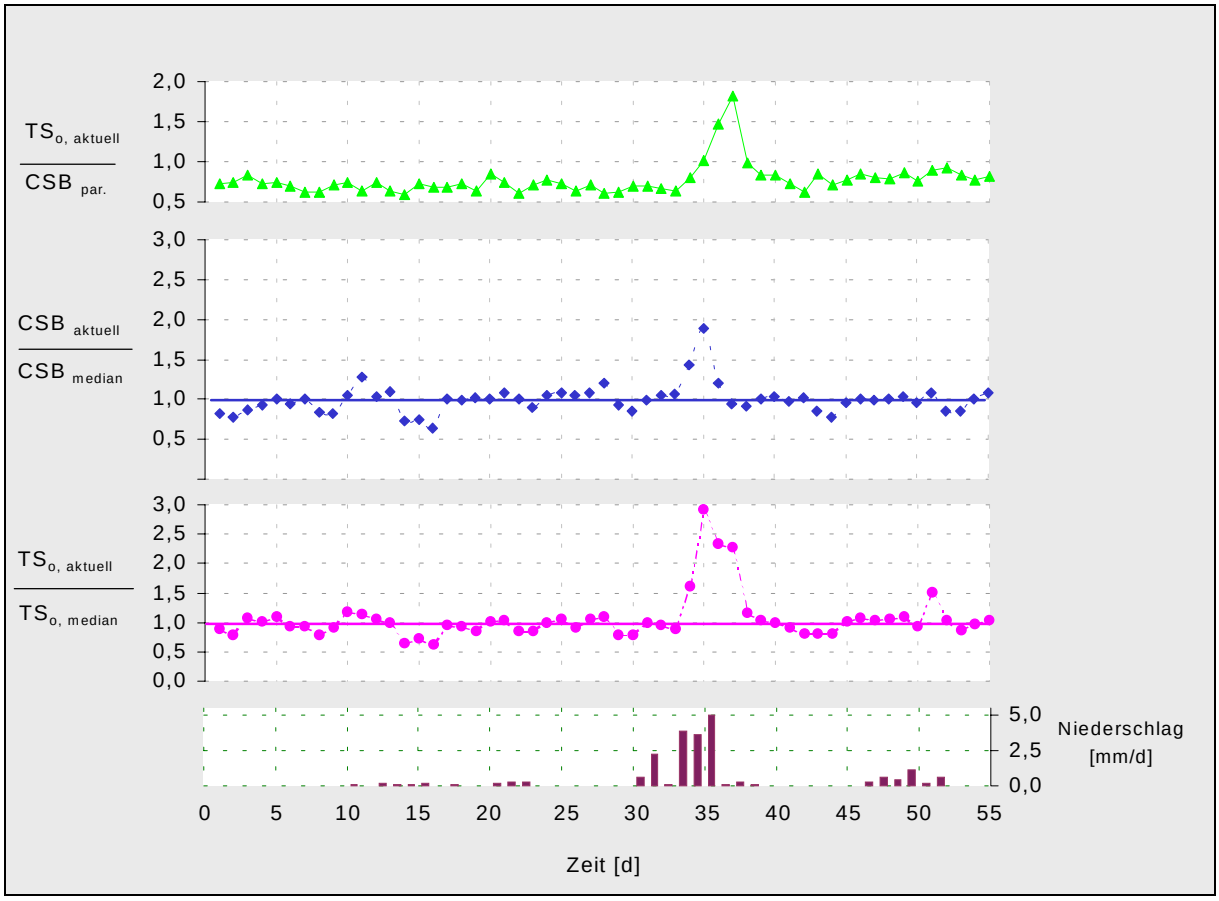


Abbildung 5: Frachtverhältnisse für CSB und AFS des Beispiels

8.3 Belebungsanlage

Die Wirkungen von Umsatzreaktionen im Kanalnetz auf die biologischen Vorgänge einer Kläranlage sind bisher nicht eindeutig den Prozessen im Kanal zuzuordnen. Die Auswirkungen gemäß Tabelle 1 treten z. T. zeitlich begrenzt auf und können deshalb nur teilweise für die Auslegung herangezogen werden. Die nachfolgenden Hinweise beschreiben die Problemstellung und zeigen, daß Untersuchungsbedarf in der Quantifizierung der dargestellten Vorgänge besteht:

- Für Kanäle mit verstärkter Sedimentationsneigung ist es z. B. nicht ausreichend, die Ermittlung der Bemessungsfracht auf Trockenwetterbasis bzw. 85%il-Fall (insbesondere auch für die Schlammbehandlung) durchzuführen. Nach Imhoff (1993) wird dieser Vorgang durch ± 25 % auf das Wochenmittel der Schlammengen quantifiziert. Remobilisiertes Depositionsmaterial vom oberflächigen Abfluß wird andererseits durch 20 % Aufschlag für mechanisch-biologische Verfahren gemäß (ATV, 1996)

explizit ausgewiesen. Der Schlammanfall aus der Vorklärung kann aber ein Mehrfaches, z. B. 5:1 des Mittelwertes betragen (DWA, 1996). Eine unzureichende Pufferung vor der Zugabe zur anaeroben Schlammstabilisierung bewirkt dann eine entsprechende Mehrbelastung der Anlage durch Faulwasser insbesondere mit reduzierten Stickstoffverbindungen, die möglicherweise zur Überschreitung der Grenzwerte führt. Eine Ermittlung der entscheidenden Spitzenfrachten (CSB, AFS,) nach langen Depositionszeiten ist deshalb erforderlich.

- Der Eintrag von im Kanal gebildeten Nitrifikanten in den biologischen Reaktor ermöglicht ein schnelles Einfahren von nitrifizierenden Anlagen und stabilisiert darüber hinaus den Betrieb hinsichtlich der Ammoniumoxidation.
- Eine Verringerung des Sauerstoffbedarfs (z. B. gemessen als BSB_5) durch biologischen Vorabbau verringert den Energiebedarf in Trockenwetterzeiten, bewirkt aber gleichzeitig eine Verringerung der Denitrifikationskapazität, so daß eine ausreichende N-Elimination nur durch zusätzliche Maßnahmen erreicht werden kann (z. B. Primärschlammfermentation, Verkürzung der Vorklärzeit im Sommer und Herbst).

Das direkte Einleiten von Abwasser aus einem Druckkanal (bei entsprechender mechanischer Vorbehandlung) in ein Anaerob-/Anoxbecken kann z. B. den Prozeß der biologischen P-Elimination stimulieren bzw. den Denitrifikationsvorgang beschleunigen, wenn ausreichend organische Säuren gebildet wurden. Gleichzeitig muß eine Schwefelwasserstofffreisetzung durch geeignete Vorkehrungen unterdrückt werden.

Bertrand-Krajewski et al. (1995) beschreiben Probleme infolge der Verringerung des Anteils an organischer Trockensubstanz resp. aktiver Biomasse durch die verstärkte Zufuhr mineralischer Feststoffe bei Regenwetterereignissen. Dies wird mit dem Bestreben des Betriebspersonals nach einer möglichst konstanten Schlammenge im Belebungsbecken begründet, so daß während und nach dem Ereignis verstärkt Überschußschlamm abgezogen wird. Eine derartige Betriebsweise bewirkt tatsächlich eine Verringerung des Schlammalters mit den damit möglichen Betriebsproblemen, die aber erst im Zeitraum nach dem Mischwasserereignis auftreten.

Die Auswirkungen der Zufuhr remobilisierter Ablagerungen aus einem Kanalsystem in eine einstufige Belebungsanlage wurden ebenfalls an einer halbtechnischen Versuchseinrichtung demonstriert. Abweichend von der im

deutschsprachigen Raum üblichen Verfahrensweise des Überschußschlammabzuges aus dem Rücklaufschlamm erfolgte dieser direkt aus dem belüfteten Beckenteil mit gleichbleibendem Volumenstrom, so daß ein konstantes Schlammalter vorliegt.

Infolge des verstärkten Eintrages von mineralischen Feststoffen ergab sich die in Abbildung 6 dargestellte Veränderung des oTS/TS-Verhältnisses.

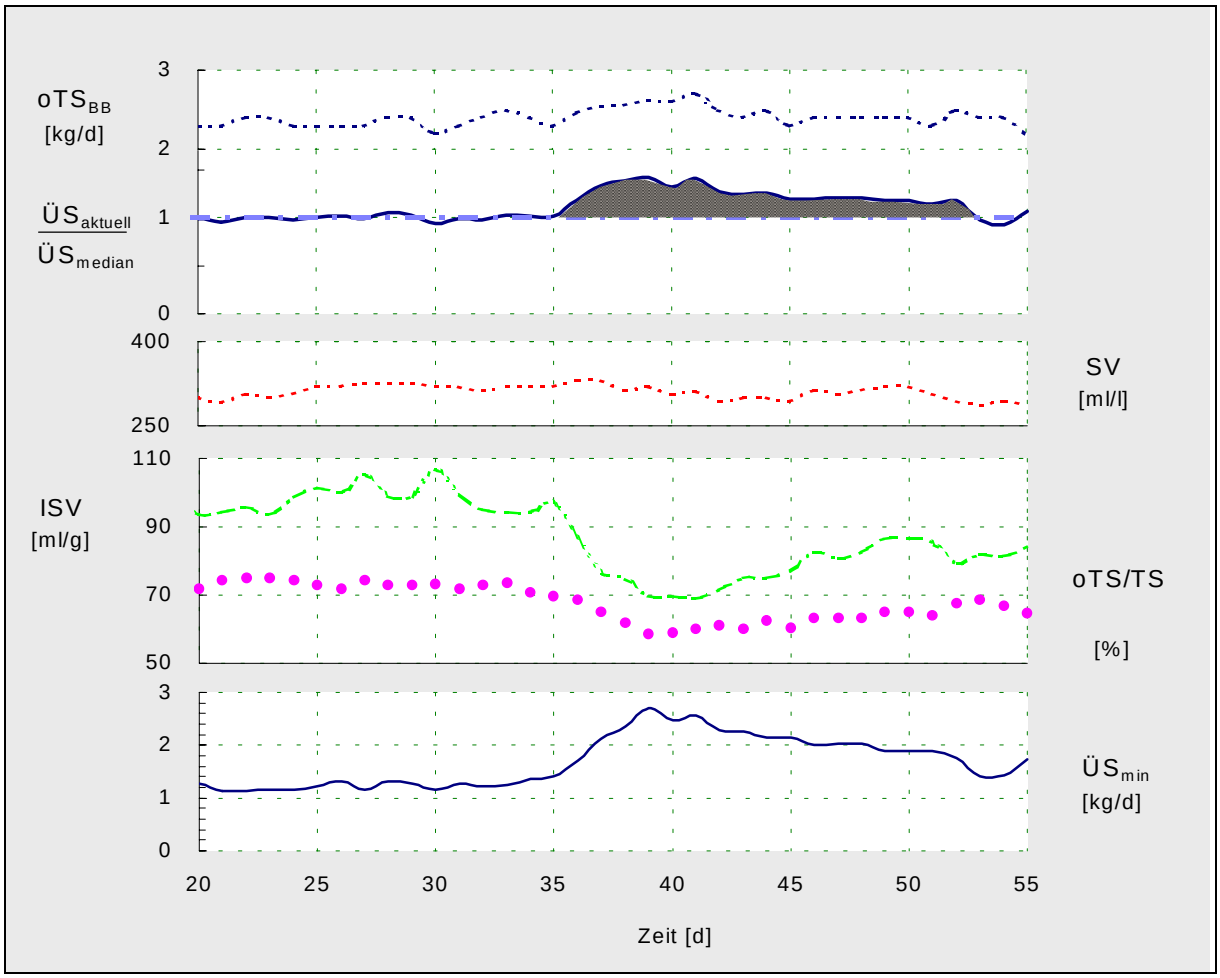


Abbildung 6: Betriebsverhalten der Belebungsanlage nach Eintrag von mineralischen Feststoffen

Die täglich abgezogene Überschußschlammenge stieg proportional mit dem Trockensubstanzgehalt des Belebungsbeckens an. Dabei wurde über 16 Tage eine um durchschnittlich 22,5 % höhere Überschußschlammfracht abgezogen (**Abbildung 5**), währenddem die zusätzliche CSB-Fracht im Zulauf nur über einen Zeitraum von drei Tagen um 42 % höher lag (**Abbildung 5**). Der

Überschußschlammertrag betrug 1,25 kgTS/kgCSB bezogen auf die Mehrfracht des Ereignisses.

Allerdings verbesserten sich die Schlammabsetzeigenschaften, dargestellt als Schlammvolumenindex ISV, signifikant. Die Darstellung des nahezu konstanten Schlammvolumens SV verdeutlicht, daß im Anschluß an das Regenereignis keine höhere Schlammvolumenbeschickung des Nachklärbeckens auftrat. Da dementsprechend keine zusätzliche Schlammentnahme erfolgen mußte, blieb das Schlammalter in der Anlage konstant.

In Abbildung 6 ist ersichtlich, wie sich der Schlammvolumenindex mit zunehmendem Austrag der mineralischen Bestandteile nahezu umgekehrt proportional verschlechtert und sich dem Wert vor dem Ereignis annähert.

Im dargestellten Fall variierte der Feststoffgehalt in der Belebungsanlage und wurde nicht konstant gehalten, wie es z. B. in Betriebsstrategien für den Überschußschlammabzug nach konstantem Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken (u. a. ATV, 1997) empfohlen wird. Der zusätzliche Abzug an Überschußschlamm für eine derartige Konstanthaltung führt zur Verringerung der aktiven Biomasse als Bestandteil der organischen Trockenmasse, insbesondere der Nitrifikanten, so daß die Nitrifikation eingeschränkt wird. An Anlagen mit relativ niedrigem Betriebsschlammalter induziert ein derartiger Betrieb Grenzwertüberschreitungen.

Außerdem wird durch die verstärkte Zufuhr von organischen Stoffen eine ggf. vorhandene anaerobe Schlammstabilisierungsanlage stark belastet. Gleichzeitig gelangt verstärkt Faulwasser mit den damit verbundenen Schwierigkeiten in den biologischen Reaktor und vergrößert das Problem. Für derartige Fälle kann z. B. auf die bewährte Fahrweise nach dem für die Sedimentationseinheit verkraftbaren Schlammvolumen zurückgegriffen werden.

Die Menge des Eintrages an mineralischen Feststoffen in derartigen Belastungsfällen konnte bisher nicht kausal in Abhängigkeit von der Länge des Trockenwetterzeitraumes bzw. der Regenspende/Tauwetterwassermenge ermittelt werden.

Regen- resp. Tauwetterereignisse bewirken die Remobilisierung von gespeicherten Stoffen der Oberfläche und des Kanalnetzes. Diese kommen dadurch zum Abfluß in die Kläranlage bzw. in das Gewässer. Die quantitative

Verteilung der Stoffgruppen untereinander und der prozentuale Mehranfall bezogen auf die Betriebsmittelwerte der Kläranlage ist abhängig vom jeweiligen Kanalsystem und den vorherrschenden Reaktionsbedingungen. Die Auswirkungen auf eine Abwasserreinigungsanlage sind komplex und können hier nur im Ansatz dargestellt (Tabelle 4).

Tabelle 4: Auswirkungen der Remobilisierung von gespeicherten Stoffen der Oberfläche und des Kanalnetzes

Stoffgruppe		Klassifikation	Beispiel	Auswirkungen	
				Schlamm	Betrieb
partikulär	anorganisch	absetzbar	Feinsand	vermehrt Primärschlamm	Förderprobleme, bessere Eindickung, Versandung
		nicht absetzbar	Ton	vermehrt Überschußschlamm	ISV und Eindickung besser
	organisch	absetzbar	Sielhaut	vermehrt Primärschlamm	Faulraumstoßbelastung, vermehrt Prozeßabwasser und Faulgas
		nicht absetzbar	Bakterien	vermehrt Überschußschlamm	Faulraumstoßbelastung, vermehrt Prozeßabwasser und Faulgas
gelöst	anorganisch	abbaubar	Sulfid, Ammonium, Nitrat	Blähschlamm	Geruch, erhöhter O_2-Bedarf, Hemmung, erhöhte NH_4-N-Fracht im Ablauf
		nicht abbaubar	Auftaumittel		Anstieg der Leitfähigkeit, Hemmung der Nitrifikation
	organisch	abbaubar	Essigsäure		effiziente Deni-Becken
		nicht abbaubar	Stoffwechselendprodukte		

9 Schlußfolgerungen

Chemische, physikalische und biologische Prozesse in der Kanalisation verändern während des Fließvorganges die Zusammensetzung des Rohabwassers. Die Veränderungen sind vom Typ der Kanalisation, von der Fließzeit und den jeweiligen Milieubedingungen abhängig. Die Wirkung des Kanalsystems als biologischer Reaktor sowie als Sedimentations- und Erosionsstrecke hat direkten Einfluß auf den Betrieb des Kanalnetzes und der Abwasserbehandlungsanlage.

Für die Ermittlung kausaler Beziehungen zwischen Kanal, Kläranlage und Gewässer ist, trotz bereits möglicher modelltechnischer Voraussagen, hoher Untersuchungsbedarf vorhanden.

Folgende Thesen lassen sich im Hinblick auf die geänderten Bedingungen der Siedlungsentwässerung (s. Kap. 1) aufstellen:

- Entwässerungssysteme, die vorwiegend aerobe Milieubedingungen und keine Ablagerungen aufweisen, sind aus kanalbetriebstechnischer Sicht günstiger, obwohl damit Nachteile für die Nährstoffelimination in der Kläranlage durch den Vorabbauabbau organischer Kohlenstoffverbindungen verbunden sein können. Aus heutiger Sicht ist ein reibungsloser Kanalbetrieb den möglichen Vereinfachungen des Kläranlagenbetriebes (z.B. Stimulation der biologischen P-Elimination) vorzuziehen, da für die Abwasserreinigung kalkulierbare technische Eingriffsmöglichkeiten bestehen.
- Durch die Abhängigkeit der biologischen Prozesse im Kanal, z. B. von der Temperatur, schwankenden Grundwasserständen (In- bzw. Exfiltration) und der Dauer von Trockenwetterperioden, ist mit stark variablen Umsatz- und Ablagerungsprozessen zu rechnen.
- Kanalstrecken mit starkem Sielhautbewuchs und damit verbundenen hohen Abtragsraten bei hydraulischer Belastung sind bezüglich der Mischwasserbelastung so auszurüsten, daß der abgetragene Biofilm zum Abfluß zur Kläranlage gelangt. In diesem Zusammenhang ist die Fixierung von gelösten bzw. kolloidalen Stoffen durch intensive aerobe oder anoxische Wachstums- bzw. Adsorptionsprozesse als absetzbare suspendierte Biomasse oder Sielhaut im Zusammenhang mit dem geforderten Ausbau der Mischwasserbehandlungsanlagen (ATV, 1992) hinsichtlich Schmutzfrachteintrag in das Gewässer neu zu bewerten.
- Ablagerungen und damit verbundene längerfristige Hydrolyseprozesse bewirken diskontinuierliche Frachtschwankungen, die zu problematischen Betriebszuständen in den Kläranlagen und verstärkter Schmutzfrachtentlastung mit dem abgeschlagenen Mischwasser führen.
- In die Planung der lokalen Verteilung der Speicherbecken sollten die Abflußbedingungen im Kanal und dadurch induzierte

Schmutzfrachtpotentiale einbezogen werden. Das kann durch die Bewertung der jeweils bei Regenwetter auftretenden Frachtspitzen resp. Verdünnungsverhältnissen erfolgen, so daß z. B. Kanalabschnitten mit durch Kanalreaktionen bedingten hohen Remobilisierungpotential (organische Ablagerungen, Sielhaut) ein höheres spezifisches Speichervolumen als Abschnitten ohne Erosionswirkung zugeordnet wird.

Dabei lassen sich permanente und mit Regenereignissen verbundene Auswirkungen auf den Abwasserstrom unterscheiden. Folgende Hinweise werden aus der Wirkung des Entwässerungssystems für die Bemessung resp. Rekonstruktion von Kläranlagen abgeleitet:

- Bei permanent hohem Vorabbaugrad (gekennzeichnet durch hohes CSB/BSB_5-Verhältnis) sollte als Bemessungsparameter die CSB-Fracht gewählt werden, da sich beträchtliche Verschiebungen der BSB-bezogenen Bemessungsparameter ergeben (Denitrifikationskapazität, Überschußschlammanfall).
- In Kanälen mit hoher Sedimentationswirkung ergeben sich bei Regenereignissen vorzugsweise im Frühjahr Perioden mit hohen Feststofffrachten im Zulauf, die nicht im Sandfang bzw. der Vorklärung zurückgehalten werden können und zu einem verstärkten Schlammanfall führen.
- Kurzfristig verstärkte Anteile an mineralischen, nicht absetzbaren Feststoffen erhöhen die Feststoffmenge in den Belebungsbecken, verringern den Glühverlust und verbessern das Absetzverhalten des belebten Schlammes. Um eine Verringerung des Schlammalters zu vermeiden, eignet sich in diesem Fall als Betriebsparameter das Schlammvolumen besser als der Feststoffgehalt des Belebungsbeckens.

10 Symbole

oTS	Glühverlust
TS	Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken
TS_o	abfiltrierbare Stoffe im Zulauf
TKN	Kjeldahlstickstoff
N_{ges}	Summe an organischen und anorganischen Stickstoffverbindungen
N_{org}	organisch gebundener Stickstoff
EW	Einwohnerwert
BioP	biologische Phosphorelimination
ASM	Activated Sludge Model
d_{50}	Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang
ISV	Schlammvolumenindex
SV	Schlammvolumen
ÜS	Überschußschlamm
oTS_{BB}	organischer Trockensubstanzgehalt im Belebungsbecken
$ÜS_{min}$	mineralischer Anteil im Überschußschlamm
PS	Primärschlamm

11 Literaturverzeichnis

Arthur S. und Ashley R.M. (1997): Near Bed Solids Transport in a Combined Sewer Network. Proceedings 7th ICUSD, Hannover, Germany, 1997, Vol. II, 845-850.

Ashley R.M., Longair I., Wotherspoon D.J.J., Williams, D.J.A. und Williams, R. (1992): The Movement of Sediment in Combined Sewers. Dundee Institute of Tech., final SERC report Ref. No. GR/E76308.

Ashley R.M., Wotherspoon D.J.J., Coghlan B.P., Ristenpart E. (1993): Cohesive Sediment Erosion in Combined Sewers. Proceedings 6th ICUSD, Canada, 12.-17.9.1993, Vol.I.

ATV (1996): ATV-Handbuch. Klärschlamm - 4. Aufl. Berlin: Ernst.

ATV (1992): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen - ATV-Arbeitsblatt A 128. St. Augustin.

ATV-Fachausschuß 2.13 (1997): Steuern- und Regeln des Trockensubstanzgehaltes beim Belebungsverfahren – ATV-Merkblatt M 266. St. Augustin.

Aurand K. [Hrsg.] (1991): Die Trinkwasserverordnung. 3. Aufl. Berlin: Schmidt.

Barth M. und Kühn V. (1997): Vorteile und Grenzen einer Kanalnetzbewirtschaftung. Vortragsunterlagen zur 4. KERAMO-Tagung am 9. 4. 1997 in Erfurt. 3/1-27.

Bentzen G., Smith A.T., Bennett D., Webster N.J., Reinholt F., Sletholt E. und Hobson J. (1995): Controlled Dosing of Nitrate for Prevention of H_2S in a Sewer Network and the Effects on the Subsequent Treatment Prozesses. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 293-302.

Bielecki R. und Schremmer H. (1987): Biogene Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig 94/1987.

Bertrand-Krajewski J.L., Lefebvre M., Lefai B. und Audic J.M. (1995): Flow and Pollutant Measurements in a Combined Sewer System to Operate a Wastewater Treatment Plant and its Storage Tank During Storm Events. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 1–12.

Boon A. G. und Lister A. R. (1975): Formation of Sulphide in a Rising-Main Sewer and its Prevention by Injection of Oxygen. *Prog. Wat. Technol*. **7** (2) 289-300.

Boon A. G., Skelett C. F., Newcombe S., Jones J. G. und Forster C. F. (1977): The Use of Oxygen to Treat Sewage in a Rising Main. *Wat. Pollut. Control* **76** (1) 98-109.

Bremner J. M. und Bundy L. G. (1974): Inhibition of Nitrification in Soils by Volatile Sulfur Compounds. *Soil Biol. Biochem*. **6**, 161-165.

Conradin F. und Wolfer M. (1996): Gefährdung durch Explosionen im Kanalnetz der Stadt Zürich. *GWA* (CH) **76** (9) 708-713.

Crabtree R.W., Ashley R. und Gent R. (1995): MOUSETRAP: Modelling of Real Sewer Sediment Characteristics and Attached Pollutants. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 43–50.

DHI (1993): MOUSE – An Integrated Package for Urban Drainage and Sewer Systems. Werbebroschüre Danish Hydraulic Institute, bearbeitet von Huismann, J., 1997.

DWA (1996): Betriebsprotokolle der Jahre 1995/96 zur Kläranlage Dresden-Kaditz.

Fronteau C., Bauwens W. und Vanrolleghem P.A. (1997): Integrated Modelling: Comparison of State Variables, Processes and Parameters in Sewer and Wastewater Treatment Plant Models. *Wat. Sci. Tech*. **36** (5) 373–380.

Gall B., Takács I. und Patry G. (1995): The Effect of Organic Reactions in a Collection System on Wastewater Treatment Plant Performance. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 25–32.

Garsdal H., Mark O., Dørge J. und Jepsen S. (1995): MOUSETRAP: Modelling of Water Quality Processes and the Interaction of Sediments and Pollutants in Sewers. *Wat. Sci. Tech.* **31** (7) 33 – 41.

Gutekunst B. (1995): Sielhautkataster der Stadt Zürich – Grundlagen, Funktionsweise und praktische Anwendung. *GWA (CH).* **75** (11) 981-987.

Hadjianghelou H., Hadjianghelou A. und Papachristou E. (1984): Über die Berechnung der zu erwartenden Sulfidbildung in Abwasserdruckleitungen. *Vom Wasser*, 62, 267-278.

Hegemann, W. (1988): Stickstoffkreislauf im Abwasser / hrsg. von Reinheimer G., Hegemann W., Raff J. und Sekoulov I., München, Wien: Oldenburg.

Henze M. (1986): Nitrate Versus Oxygen Utilization Rates in Wastewater and Activated Sludge Systems. *Wat. Sci. Tech*. **18**, 115-122.

Henze M. (1989): Influence of Raw Wastewater Biomass. *Wat. Sci. Tech*. **21**, 603-607.

Henze M., Grady C.P.L., Gujer W., Marais G.v.R. und Matsuo T. (1987). Activated Sludge Model No. 1. IAWPRC Scientific and Technical Report No. 1, London.

Holzer P. und Krebs P. (subm.): Modelling the Total Ammonia Impact of CSO and WWTP Effluent on the Receiving Water. 19. IAWQ-Biennale, 21.-26. 6. 1998, Vancouver, Canada.

Huber G., Peters K. und Frevert T. (1984): Zusammenhang zwischen der Sauerstoffzehrungskinetik, Schwefelwasserstoff und dem Auftreten von Blähschlamm in einer Kläranlage. *GWF–Wasser/Abwasser* **125** (9) 417-423.

Huismann J. (1997): The Main Sewer as Reactor. Zwischenbericht. EAWAG, Schweiz.

Hvitved-Jacobsen T., Raunkjær K. und Nielsen P. H. (1995): Volatile Fatty Acids and Sulfide in Pressure Mains. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 169–179.

Imhoff K. (1993): Taschenbuch der Stadtentwässerung. 28. Aufl. - München: Oldenburg.

Jensen N. A. (1995): Empirical modelling of Air-to-water Oxygen Transfer in Gravity Sewers. *Water Env. Res*. **67** (6) S. 979-991.

Koppe P. und Stozek A. (1993): Kommunales Abwasser. 3. Aufl. Essen: Vulkan.

Laplace D., Bachoc A, Sanchez Y., und Dartus D. (1992): Trunk Sewer Clogging Development – Description and Solutions. *Wat. Sci. Tech*. **25** (8) 91-100.

Liebeskind M. und Dohmann M. (1994). Improved Method of Activated Sludge Biomass Determination. *Wat. Sci. Tech*. **29** (7) 7-13.

Lohse M. (1986): Schwefelverbindungen in Abwasserableitungsanlagen unter besonderer Berücksichtigung der biogenen Schwefelsäurekorrosion. Veröffentl. des Inst. für Siedlungswasserwirtschaft u. Abfalltechnik der Universität Hannover; 62.

Løkkegaard Bjerre H., Hvitved-Jacobsen T., Teichgräber B. und te Heesen D. (1995): Experimental Procedures Characterizing Transformations of Wastewater Organic Matter in the Emscher River, Germany. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 201 – 212.

Lützner K., Brückner H. und Kühn V. (1994): N_2O in Kläranlagen – Teilprojekt 6. Abschlußbericht zum BMFT-Verbundprojekt, Förderkennzeichen 02 WA 91029.

Lützner K., Fiedler C., Kühn V., Müller V. und Nowak O. (1996): Endbericht über die halbtechnischen Versuche nach dem einstufigen Belebungsverfahren an der Kläranlage Dresden-Kaditz, unveröffentlicht.

Lützner K. und Gebhard V. (1997): Abschlußbericht zum BMBF-Verbundprojekt "NIEDERschlagsbedingte SCHmutzbeLAstung der Gewässer aus städtischen befestigten Flächen", Forschungsprojekt Nr. 02-WA9326/8, Teilprojekt II/9.

Lützner K., Huth B., Rennert S., Gebhard V.und Grothkopp H. (1997): Abschlußbericht zum BMBF-Verbundprojekt "NIEDERschlagsbedingte SCHmutzbeLAstung der Gewässer aus städtischen befestigten Flächen", Forschungsprojekt Nr. 02-WA9326/8, Teilprojekt II/8.

Lützner K. und Kühn V. (1997): Durch Vorermittlungen zu maßgeschneiderten Kläranlagen. GWA; 158, 47/1–47/11.

Macke, E. (1982): Über den Feststofftransport bei niedrigen Konzentrationen in teilgefüllten Rohrleitungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig 76/1982.

Matsché N. (1990): Toxizität und Abbaubarkeit. Wiener Mitteilungen; 81, E 1-23.

Müller S. (1996): Untersuchungen zum Einfluß der Kanalstauraumbewirtschaftung auf die Schwefelwasserstoffbildung im Kanalnetz. Diplomarbeit an der Fakultät für Forst- Geo- und Hydrowissenschaften der TU Dresden.

Nielsen P. H., Raunkjær K., Norsker N., Jensen N. A. und Hvitved-Jacobsen T. (1992): Transformation of Wastewater in Sewer Systems – A Review. *Wat. Sci. Tech*. **25** (6) 17-31.

Norsker N. H., Nielsen P.H. und Hvitved-Jacobsen T. (1995): Influence of Oxygen on Biofilm Growth and Potential Sulfate Reduction in Gravity Sewer Biofilm. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 159 – 167.

Obst U. und Holzapfel-Pschorn A. (1986): Enzymatische Schnelltests zur Erfassung der mikrobiologischen Aktivität und Reinigungsleistung. GWA; 83, 175-199.

Parkhust J. D. and Pomeroy R. D. (1972): Oxygen Absorption in Streams. J. Sanitary Engineering Division, *ASCE* **98**, (SA 1), 101-124.

Reiff H. (1992): Wachstum und Abtrag der Sielhaut in Mischwasserkanälen. Schriftenreihe des FG Siedlungswasserwirtschaft der Universität – GH Kassel; 9.

Ristenpart, E. (1995): Feststoffe in der Mischkanalisation – Vorkommen, Bewegung und Verschmutzungspotential. Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz 11/1995, Hannover.

Schlegel H. G. (1985): Allgemeine Mikrobiologie. 6. Aufl., Stuttgart: Thieme.

Schmitt F. (1992): Einfluß von Ablagerungen auf den Betrieb von Abwasserkanälen. Veröffentl. des Inst. für Siedlungswasserwirtschaft u. Abfalltechnik der Universität Hannover; 82.

Sollfrank U. (1988): Bedeutung organischer Fraktionen in kommunalem Abwasser im Hinblick auf die mathematische Modellierung von Belebtschlammsystemen. Diss. an der ETH Zürich, Nr. 8765.

Strom P. F. und Jenkins D. (1984): Identification and Significance of Filamentous Microorganism in Activated Sludge Process. *Wat. Sci. Tech*. **23**: 1057–1066.

Thistlethwayte D.K.B. (1979): Sulfide in Abwasseranlagen: Ursachen, Auswirkungen, Gegenmaßnahmen. Düsseldorf

Verbanck M. A. (1995): Capturing and Releasing Settleable Solids – the Significance of Dense Undercurrents in Combined Sewer Flows. *Wat. Sci. Tech*. **31** (7) 85–94.

Verbanck M. A. (1992): Field Investigations on Sediment Occurrence and Behaviour in Brussels combined Sewers. *Wat. Sci. Tech*. **25** (8) 71–82.

Viel K. (1947): Über die Ursachen der Schwefelwasserstoffbildung im Abwasser. *Gesundheitsingenieur* **68** (2) 41-44.

Wagner R. (1984): Stellungnahme zu dem Beitrag: Über die Berechnung der zu erwartenden Sulfidbildung in Abwasserdruckleitungen. *Vom Wasser*, 62, 322-323.

Wotherspoon D.J.J. und Ashley R.M. (1992): Rheological Measurement of the Yield Strenght of Combined Sewer Sediment Deposits. *Wat. Sci. Techn*., **25** (8), 165-169.

Xu S. und Hultmann (1996): Experiences in Wastewater Characterization and Model Calibration for the Activated Sludge Process. *Wat. Sci. Techn*., **33** (12), 89-98.

Volker Kuehn, Volker Gebhard

Technische Universität Dresden
Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft

Mommsenstr. 13
D - 01062 Dresden

Tel.: +49 (0)351- 463 4616
Fax: +49 (0)351- 463 7204
email: kuehn@rcs1.urz.tu-dresden.de
gebhard@rcs1.urz.tu-dresden.de

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 117 - 139
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Maschinelle Einrichtungen der mechanischen Vorreinigung

A. Schrammel

Technisches Büro für Maschinenbau

Kurzfassung: Feinrechen und Spiralsiebe ersetzen immer mehr die Greifer- und Harkenrechen auf unseren Kläranlagen und führen zu deutlich größeren Rechengutmengen. Die Entsorgungskosten steigen z.Teil überproportional. Durch die Auswaschung und Entwässerung des Rechengutes werden erhebliche Gewichtsreduzierungen und damit wieder annehmbare Entsorgungskosten erreicht. Die organische Belastung des Rechenguts wird zum Großteil wieder in den Kläranlagenzulauf rückgeführt. Bei Fäkalübernahmestationen können Kosten gespart werden, wenn die erforderliche Bauform von Fall zu Fall festgelegt wird. Sandfanggut wird verstärkt mit Schnecken- bzw. Spiralförderern klassiert. Damit wird der Entfall von Sandsilos ermöglicht. Durch spezielle Sandwäscher werden organische Belastungen weitgehend ausgewaschen. Der zu entsorgende Sand kann kostengünstig auf Bauschuttdeponien abgelagert werden.Vor Anschaffung von Rechengut- und Sandwäschern sind jeweils projektsbezogen Kosten-/Nutzenrechnungen aufzustellen. Jedenfalls sollten die Komponenten in Form von Planungsvorsorgen Berücksichtigung finden.

Keywords: Feinrechen, Spiralsiebe, Rechengutwäscher, Waschpressen, Intervall-Waschverdichter, Rückbelastung durch Wäscher, Schneckenförderer, Spiralförderer, Kosten-/Nutzenrechnungen.

1 Einleitung

Die maschinelle Einrichtung der mechanischen Vorreinigung hat sich in wesentlichen Komponenten in den letzten 30 Jahren deutlich verändert. Untergeordnete Bauteile, wie z.B. Teilungszungen, Dammbalkenverschlüsse, Rinnenschieber, Rohrleitungsabschnitte, Schwellen und sonstige

Gewichtschlosserarbeiten, blieben mit Ausnahme der Werkstoffqualitäten praktisch unverändert und werden bei den nachfolgenden Betrachtungen bewußt nicht angesprochen. Auch Sandfangräumer und Belüftungseinrichtungen für Sandfänge werden in die Ausführungen nicht miteinbezogen um mehr Zeit für die Vorstellung der neuen Entwicklungen zu haben.

Für die freundliche Überlassung von Folien, zwecks besserer Veranschaulichung einzelner Komponenten, möchten wir den Herstellern bzw. österreichischen Vertretern der Hersteller danken.

Der Vortrag befaßt sich daher im wesentlichen mit:

* Rechen (Sieb)anlagen
* Transporteinrichtungen für Rechengut
* Rechengutwäscher bzw. Rechengutwaschmaschinen
* Rechengutpressen
* Fäkalannahmestationen
* Kompaktanlagen (Feinrechen bzw. Spiralsieb/Sandfangkombinationen)
* Sandfanggut-Austragseinrichtungen
* Sandwäscher

2 Rechen(Sieb-)anlagen

2.1 Rückblick

Vor rund 30 Jahren wurde das Rechengut bei kleinen Anlagen noch händisch von im Sandfang eingebauten Stabrechen entfernt und mittels Schiebetruhe zum "Lagerplatz" am Kläranlagengelände gefahren.

Bei mittleren Kläranlagengrößen bis hinauf zu größeren Anlagen wurde das Rechengut nicht aus dem Abwasser entfernt, sondern vielfach durch sogenannte Radialrechen und Rotorzerkleinerer zerkleinert und hinter dem Rechen wieder dem Kläranlagenzulauf zugeführt. Es gab praktisch keine Entsorgungsprobleme und auch keine direkten "Entsorgungskosten".

Die Probleme mit dem Rechengut wurden in die Kläranlage verlagert. Durch Zopfbildungen in den Fließstrecken hinter dem Rechen, verlegten sich Pumpen, Armaturen (Rückschlagklappen) und Rohrleitungsabschnitte. Schwimmdecken im Bereich Sandfang und Vorklärung wurden zum Problem, bei Faulbehältern bildeten sich Schwimmschlammdecken, die den Betrieb der anaeroben Schlammbehandlung ernstlich störten und zu häufig erforderlichen Schwimmschlammentnahmen aus den Faulbehältern zwangen.

Nur bei größeren Anlagen kamen Greiferrechen in schwerer Bauart - meist in Anordnung Grobrechen und nachgeschalteter Feinrechen - zur Ausführung. Grobrechen wurden mit Stababständen 120 - 60 mm, Feinrechen mit Stababständen 40 - 25 mm ausgeführt. Oft wurde die Sinnhaftigkeit eines Feinrechens mit 25 mm Spaltweite "als zu fein" in Frage gestellt.

Der Transport des Rechenguts auf Förderbändern (Muldenförderern) erforderte Lernphasen, die für die Ausrüsterfirmen mit schmerzlichen - weil kostenlosen - Nachrüstungen verbunden waren, bis schlußendlich einigermaßen brauchbare Konfigurationen, mit seitlichen Leitblechen und abgedichteten Spezialgummistreifen zum Fördergurt, entwickelt wurden.

Das Rechengut gelangte unentwässert in Transportmulden und wurde in Hausmülldeponien zu damals gültigen günstigen Tarifen entsorgt. Den Deponiebetreibern war in diesem Zusammenhang das Wort "Sondermüll" mit speziellen Tarifen noch fremd.

Greiferrechen wurden in Gleichstrom - zum Teil auch in Gegenstromtechnik - von einer Reihe österreichischer Ausrüsterfirmen erzeugt, die Rechen haben nach und nach die Radialrechen und Rotorzerkleinerer verdrängt. Auch die kleineren Anlagen wurden immer mehr mit maschinellen Rechen ausgestattet bzw. mit maschinellen Rechen nachgerüstet.

Es war durchaus üblich, die Rechen im Freien - also ohne Überbau - aufzustellen, Probleme des Winterbetriebs wurden mehr oder weniger gelassen in Kauf genommen. Erst später wurde es zum "Standard" Rechenanlagen in einem Rechenhaus zur Aufstellung zu bringen.

2.2 Der heutige Standard

Der Wunsch der Planer und Betreiber, die Rechenspaltweiten immer mehr zu reduzieren und damit die Probleme in der Wasser- und Schlammlinie der Kläranlage zu vermindern, führte sehr rasch dazu, daß die in Österreich hundertfach eingesetzten Greifer- bzw. Harkenrechen bei Neuanlagen nicht mehr zum Einsatz kommen.

Im Gegenteil, die Greifer- bzw. Harkenrechen werden - wenn auch aus maschinenbaulicher Sicht noch durchaus brauchbar - auch auf bestehenden Anlagen durch Feinrechen bzw. Spiralsiebe mehr und mehr ersetzt. Der Grund dafür liegt in der konstruktiven Gestaltung der Greiferrechen. Ab einer Spaltweite von 12 - 10 mm ist es in der Regel nicht mehr möglich, einen stabilen Eingriff des gezahnten Harkenbleches am Rechenrost zu gewährleisten und den Transport des Rechenguts über Rost und Schleppblech zum Abstreifer sicherzustellen.

2.3 Festlegung der Spaltweiten bzw. Sieblochdurchmesser

Die Spaltweiten bzw. Sieblochdurchmesser werden in der Regel vom Planer bzw. Betreiber auf Grund seiner persönlichen Erfahrungen und Meinungen festgelegt. Es gibt durchaus unterschiedliche Auffassungen. Manchen der Kollegen kann es nicht "fein genug" sein.

Aus unserer Sicht ist eine Spaltweite von 5 mm bzw. ein Lochdurchmesser von 5 mm, die im kommunalen Bereich untere Grenze. Auch Spaltweiten von 6 und 7 mm haben sich gut bewährt.

Siebe mit Spaltweiten im Bereich 0,25 mm bis 3 mm sind unserer Meinung nach nur in Sonderfällen und im gewerblich industriellen Bereich einzusetzen.

2.4 Rechengutmengen

Da die Grenzen zwischen abgeschwemmten und über die Müllabfuhr abgefahrenen Grobstoffen nicht festliegen, sind auch viele Stoffe im Abwasser enthalten, die an sich für die Müllabfuhr bestimmt wären. Dazu kommt, daß steigende Müllabfuhrkosten dazu beitragen, daß vermehrt Feststoffe über die Toilette ins Abwasser "entsorgt" werden.

In der Praxis sind erhebliche Schwankungen in bezug auf Rechengutmengen und direktem Vergleich von Kläranlage zu Kläranlage festzustellen.

Im ATV-Arbeitsbericht (ATV/VKS-Arbeitsgruppe 3.11.2) werden Abhängigkeiten in bezug auf spezifische Rechengutmengen angegeben und zwar:

* Spaltweite bzw.Durchlaßweite der Rechen- bzw. Siebanlagen
* Art und Länge des Entwässerungssystems
* Art und Anzahl der vorgeschalteten Pumpwerke
* Anteil bestimmter Großeinleiter (z.B. Krankenhaus, u.a.m.)

Die durchschnittlichen spezifischen Rechengutmengen (l/EW.a) werden für nicht gewaschenes und entwässertes Rechengut mit einem TR-Gehalt von ca. 8 % in Abhängigkeit der Spaltweite (Durchlaßweite) genannt und zwar:

Durchgangsweite mm	Spezifische Rechengutmenge l/ E.a
15,0	11,5
6,0	16,7
3,0	22,2
2,0	26,0
1,0	34,5
0,5	45,8

Je nach Siedlungstruktur, topographischen Verhältnissen des Einzugsgebiets, sowie Art und Menge von Gewerbe- und Industrie-Abwassereinleitungen, ist mit einer Schwankungsbreite von -50 % bis + 100 % zu rechnen.

2.5 Marktübersicht

Feinrechen und Siebanlagen werden von einer Vielzahl von Herstellern bzw. Generalvertretern und Handelsagenten angeboten. So sind z.B. im aktuellen Lieferverzeichnis der Korrespondenz Abwasser unter "Rechenanlagen, Siebe" 42 Firmen aufgelistet, die Firmenübersicht ist keineswegs als vollständig zu bezeichnen.

Ohne Berücksichtigung der Greiferrechen- bzw. Harkenrechenhersteller gibt es in Österreich nach unserem Wissenstand nur 2 wesentliche Hersteller von Feinrechen und zwar:

* MAHR Maschinenbau Ges.m.b.H. (Umlaufrechen)
* PURAQUA Umwelttechnik (Klärmeister)

Die Firma Mahr ist u.a. intensiv mit dem Export von Umlaufrechen beschäftigt und spielt am österreichischen Markt keine bedeutende Rolle. Es ist allerdings festzuhalten, daß erst kürzlich 6 Stk. große Umlauffeinrechen seitens der Firma Mahr an die Hauptkläranlage Wien geliefert wurden. Die Rechen ersetzten die Grob- und Feinrechen der 1. Ausbaustufe der HKA.

Die "Marktleader" in Österreich sind durch Tochterfirmen der Hersteller bzw. durch Generalvertreter bzw. Handelsagenten vertreten und können aktuell wie folgt aufgelistet werden.

* HUBER Edelstahl Vertriebs-GmbH, Bad Ischl
  Rotamat Feinstrechen/Siebanlagen/Siebschnecken

* PWL Anlagentechnik, Bad Ischl
  Noggerath Spiralsiebe, Hydropress Filter-Stufenrechen

* MUT Maschinen-Umwelttechnik-Transportanl. Ges.m.b.H.,Stockerau
  Bormet-Filterrechen

* ANDRITZ AG, Graz
  Aquaguard Filterrechen

* PURAQUA Umweltanlagen GmbH, Wien
  Klärmeister

Weiters sind u.a.noch die Firmen TIB Techn. Industriebedarf Ingrisch Ges.m.b.H. (mit Bischof und Hoogendonk-Komponenten), sowie die MWB Umwelttechnik Gesellschaft m.b.H. (mit FSM-Frankenberger Filterrechen) am Markt vertreten.

O.a. Aufzählung bzw. Reihung ist keineswegs als "Qualitätsreihung" zu verstehen. Nur qualitativ hochwertige Produkte können am heiß umkämpften Markt bestehen. Für alle Marken und Typen gibt es ausreichende Referenzen, sowohl im In- als auch im Ausland.

Eine genaue Betrachtung der konstruktiven Einzelheiten der unterschiedlichen Fabrikate/Typen, sowie deren Arbeits- und Wirkungsweise würde den Rahmen dieses Vortrags sprengen. In den technischen Unterlagen der Hersteller sind zum Teil ausführliche Beschreibungen und zeichnerische Darstellungen enthalten.

Der Erfolg der einzelnen Marken ist wesentlich vom Einsatz der jeweiligen Verkäufer, der Verkaufsunterlagen, sowie der jeweiligen Preiskalkulationen abhängig. Auch eine rasche und schlagkräftige Betreuung der Maschinen nach Inbetriebnahme ist für die Betreiber von großer Bedeutung. Die Erfahrung zeigt, daß überall ein Problem auftreten kann, es kommt darauf an, wie Problemlösungen herbeigeführt werden (aus einer Reklamation eine Referenz machen).

2.6 Auslegung bzw. Bestimmung der Baugrößen

Die Baugrößenfestlegung kann bei diversen Fabrikaten durch einfache Auslegungsgraphiken bzw. Tabellen erfolgen. Bei einzelnen Anbietern empfiehlt sich eine projektsbezogene Anfrage im Vorfeld der Planungsarbeiten.

3 Transporteinrichtungen für Rechengut

Wenn das Rechengut nicht (direkt zugeordnet) in einen Container abgeworfen werden kann, werden zusätzliche Transportvorrichtungen für das Rechengut erforderlich.

Diese werden heute in der Regel durch Spiral- oder Schneckenförderer realisiert. In manchen Fällen auch durch Spülrinnen, welche mit Abwasserentnahme über Pumpe (nach dem Feinrechen) betrieben werden.

Rechengut aus Rotamat-Maschinen und Spiralsieben ist bereits verdichtet und vorentwässert, Rechengut aus Umlauf- und Filterrechen fällt unverdichtet und nur "schwerkraftentwässert" an.

Die Förderer für Rechengut sind immer für die Spitzenbeschickungsmenge (Regenwetteranfall) zu bemessen. Bei den oft schwer abschätzbaren Rechengutmengen (siehe 2.4 Rechengutmengen) ist man meist gut beraten, den nächstgrößeren Förderer der Planung zu Grunde zu legen.

3.1 Spiralförderer

Die wellenlosen Förderspiralen von Spiralförderern werden bei den namhaften Herstellern in C-Stahl korrosionsgeschützt (Sonderqualität mit großzügig dimensionierten Schnittflächen) geliefert. Die Förderung von Rechengut erfolgt problem- und verstopfungsfrei in horizontaler und steigender Anordnung. Die Lagerung der Spirale erfolgt normalerweise nur einseitig (durch die Antriebseinheit). Spiralen können mit materialziehender oder materialdrückender Antriebseinheit ausgestattet werden. Bei letzterer sind geschlossene "Förderlinien" zwischen mehreren Förderern möglich. Es werden kompakte raumsparende und aus hygienischer Sicht günstige Transportwege möglich.

Spiralförderer für Rechengut werden in der Regel nicht mit Kunststoffauskleidungen als Verschleißschutz ausgestattet, eine Ausführung mit Verschleißschienen wird jedoch empfohlen.

Die U-förmigen Tröge samt den Abdeckblechen, sowie die Aufstandskonstruktionen sind aus W. Nr. mind. 1.4301 zu empfehlen.

3.2 Transportschnecken

Auch der Einsatz von Transportschnecken mit durchgehender Welle in horizontaler oder steigender Ausführung hat sich bewährt.

Auch hier erfolgt ein weitgehend geschlossener Transport in geschlossenen Rohren. Transportschnecken werden häufig in Verbindung mit Rotamat-Maschinen und Spiralsieben eingesetzt und fördern daher bereits verdichtetes Rechengut in Container oder in separat aufgestellte Rechengut-Waschmaschinen.

Transportschnecken für Rechengut sind in der Regel aus W. Nr. mind. 1.4301 hergestellt.

3.3 Marktübersicht

Auch bei Spiralförderern und Transportschnecken mangelt es nicht an bewährten und qualitativ hochwertigen Fabrikaten und Typen.

In Österreich sind die Firmen MUT (Spirac-Vertretung), TIB (Hoogendonk-Vertretung), PWL (Noggerath-Vertretung) und HUBER (Transportschnecken aus eigener Erzeugung) als Marktführer neben anderen Lieferanten zu nennen.

Die Firma SEIDNITZER in Gleisdorf ist bemüht, mit Maschinentypen aus eigener Fertigung, bei Spiralförderern und Schneckenförderern eine Konkurrenz zu den Marktführern zu sein.

Die Firma TIB lieferte kürzlich Hoogendonk Spiralförderer mit Spiraldurchmesser 600 mm und einer Länge von 35 m (!) an die Hauptkläranlage Wien.

Spülrinnen sind Gewichtschlosserarbeiten und werden im Bereich der jeweiligen Ausrüster auftragsbezogen gefertigt, bzw. zugekauft.

4 Rechengutwäscher bzw. Rechengut-Waschmaschinen

Die Auswaschung von Rechengut aus Feinrechen und Spiralsieben hat in den letzten Jahren sprunghaft an Bedeutung gewonnen.

Neben einem gewissen Denken in Richtung "AUCH HABEN WOLLEN" sind drei Hauptgründe für die Rechengutwäsche zu nennen und zwar:

* Reduzierung der Entsorgungskosten für Rechengut durch Auswaschung und Entwässerung

* Rückführung von Faserstoffen (mit dem Waschwasser) zur Verbesserung der Entwässerungseigenschaften des Schlammes bei der mechanischen Entwässerung in Siebbandpressen, Zentrifugen, Kammerfilterpressen und Membranfilterpressen

* Erhaltung eines günstigen Nährstoffverhältnisses, um bei Anlagenkonzeption mit Nitrifikation/Denitrifikation keine Nachteile (Erschwernisse) bei der Stickstoffentfernung zu bekommen

Dennoch sind von den Planern und Betreibern von Fall zu Fall projektsbezogene detaillierte Überlegungen in bezug auf die tatsächliche Notwendigkeit, bzw. Sinnhaftigkeit der Rechengutwäsche anzustellen.

Klar ist, daß das Erfordernis der Rechengutwäsche mit fallender Durchgangsweite der Rechen steigt. Je kleiner die Rechenspaltweite bzw. der Lochdurchmesser am Spiralsieb, je größer der Anteil an Fäkalien, welche mit dem Rechengut aus dem Abwasser entfernt werden.

Rechengut aus Feinrechen und Siebanlagen läßt sich wesentlich schlechter entwässern, als Rechengut aus Rechen mit größeren Spaltweiten. In diesem Zusammenhang erscheint es wichtig darauf hinzuweisen, daß bei der Auswaschung und Entwässerung von Rechengut immer die Entwässerung (also die Gewichtsreduzierung) vorrangig zu betrachten ist.

Zu bedenken ist weiters, daß die Rechengutwäsche mit anschließender Entwässerung des Rechengutes nicht nur Einsparungen an den zu entsorgenden

Rechengutmengen und damit u.U. erhebliche Kostenreduzierungen bei der Reststoffentsorgung mit sich bringt.

Durch das hochbelastete Waschwasser erhöht sich die BSB_5 Fracht im Zulauf zur biologischen Stufe. In der Literatur finden sich Werte von bis zu 6 %, d.h. es steigen die Energiekosten in der Biologie, die Schlammengen vergrößern sich, Mehraufwendungen in der Schlammbehandlung und Schlammentsorgung entstehen. Bei anaerober Schlammbehandlung ist mit einer etwas größeren Gasausbeute zu rechnen.

Wir können uns daher so manchen "Verkäufer-Berechnungen" nicht oder nur teilweise anschließen. Die Kollegen stellen die Vorteile der Rechengutauswaschung und Entwässerung zum Teil sehr einseitig dar, hier dürfte ein "unbedingt verkaufen wollen" vor einer leidenschaftslosen Abwägung aller Vor- und Nachteile stehen.

4.1 Bauformen der Rechengutwäsche

Vereinfacht gesehen, können folgende Bauformen unterschieden werden:

4.1.1 Auswaschen durch Besprühen

Die einfachste und vergleichsweise mit geringen Investitionskosten verbundene Bauform der Rechengutauswaschung, wird durch Besprühen des Rechenguts über Spritzdüsenleisten erreicht. Die Spritzdüsen werden mit Brauchwasser oder auch vorgereinigtem/gereinigtem Abwasser versorgt.

Im Laufe der Jahre wurden seitens der Hersteller Systemverbesserungen vorgenommen (z.B. Grobwäsche, Druckwäsche, Feinspülung der IRGA der Firma HUBER), so daß mit diesen einfachen Konfigurationen bereits nach der Entwässerung TR-Werte im Rechengut von 25 - 40 % erreicht werden. Das Gewicht des Rechengutes wird bis zu 60 % reduziert.

Rotamat-Maschinen und Spiralsiebe eignen sich für o.a. Bauform besonders. Mit einer Maschine wird Rechengut aus dem Abwasserstrom entfernt, Rechengut ausgewaschen und Rechengut entwässert.

Erlaubt die Anlagenkonzeption einen direkten Abwurf des Rechenguts in einen Container (ohne weitere Fördereinrichtungen), wie dies bei kleineren Anlagen meist möglich ist, werden die Kosten-Nutzenüberlegungen in der Regel erfüllt.

4.1.2 Rechengutwäscher

Separat stehende Rechengutwäscher und Rechengut-Waschmaschinen werden in der Regel bei größeren Anlagen mit Filterrechen bzw. Umlaufrechen (in mehrstraßiger Anordnung) vorgesehen.

Es ist nur ein Wäscher für mehrere Rechen anzuschaffen. Dafür sind Transporteinrichtungen für Rechengut erforderlich. Die meisten Bauformen bestehen aus einer Waschkammer, in der durch Zugabe von Waschwasser (Brauchwasser oder teilgereinigtes/gereinigtes Abwasser) über Düsen oder auch über separate mechanische Vorrichtungen Turbulenzen erzeugt werden. Dabei werden die Fäkalien zum großen Teil (nahezu restlos) ausgewaschen.

Das gewaschene Rechengut wird durch Preßschnecken oder Preßspiralen entwässert und entweder direkt oder über ein Austragsrohr in Container gefördert.

Die Wasch- und Entwässerungsleistung ist mit der vorerwähnten Bauform bei den Rotamat-Maschinen bzw. Spiralsieben vergleichbar, bzw. liegt etwas über diesen Bauformen (TS.-Wert 30 - 40 %).

4.1.3 Waschpressen / Intervall-Waschverdichter

Waschpressen werden von einer Vielzahl von Herstellern - meist über die Ausrüsterfirmen der maschinellen Ausrüstung - angeboten.

Je nach Maschinenausstattung werden bei Waschpressen TR-Gehalte im Rechengut von 30 - 60 % und Gewichtsreduzierungen von 70 bis über 80 % erreicht. Im Folgenden wird eine Konstruktion mit maximalen Wasch- und Entwässerungsleistungen vorgestellt, die in letzter Zeit mit steigenden Stückzahlen auf österreichischen Kläranlagen eingesetzt wurde:

- HUBER Ro4 Waschpresse
  Die Huber Waschpressen sind doppelstöckig aufgebaut und bestehen aus einer Waschzone und einer Schneckenpresse mit wahlweisem Hochdruckpressenteil, sowie einem Austragsrohr. Unterschiedliche Detailausstattungen ermöglichen eine Anpassung an die jeweilig verlangte Waschleistung. Das Rechengut wird entweder direkt vom Rechengutabwurf oder über Förderer zugeführt. Waschwasser (Brauchwasser oder vorgereinigtes/gereinigtes Abwasser) wird über Magnetventile zugeführt. Es sind unterschiedliche Waschzyklen einstellbar, d.h. die Maschine kann auf die "Rechengutqualität" eingestellt bzw. optimiert werden.

Der Intervall-Waschverdichter ist ein Produkt der Firma PWL, welches ebenfalls auf höchste Feststoffgehalte und Gewichtsreduzierungen im Rechengut entwickelt wurde.

Auch dieses Gerät ist in letzter Zeit mit steigenden Stückzahlen auf österreichischen Kläranlagen im Einsatz und wird wie folgt vorgestellt:

- PWL Intervall-Waschverdichter
  Beim PWL Intervall Waschverdichter wird das Rechengut chargenweise zugeführt und in der Waschkammer mit Waschwasser (in der Regel Entnahme über eine Pumpe im Sandfang) besonders schonend - wie der Hersteller versichert - gewaschen. Waschkammer und Schneckenpresse sind mit einer Klappe verbunden, nach dem Waschvorgang öffnet die Klappe und übergibt das gewaschene Rechengut in die darunter liegende Schneckenpresse. Nach dem Schließen der Klappe kann der nächste Waschvorgang einsetzen, während gleichzeitig die vorher gewaschene Charge durch die Preßschnecke entwässert und über ein Rohr ausgetragen wird.

4.2 Marktübersicht

Auf österreichischen Kläranlagen sind die Firmen PWL (Noggerath, Zierler und Hydropress in Summe rd. 40 Anlagen) und HUBER (rd. 15 Anlagen) als Marktleader bei der Auswaschung und Entwässerung von Rechengut zu nennen. Andere Fabrikate spielen eine eher untergeordnete Rolle.

Seitens TIB wurden kürzlich auf der Hauptkläranlage Wien 6 Stk. FSM-Frankenberger Rechengutpressen installiert, die derzeit ohne Rechengutauswaschung gefahren werden (späterer Waschbetrieb möglich und vorgesehen).

5 Rechengutpressen

Die Bedeutung der Rechengutpressen (ohne Rechengutauswaschung) nimmt laufend ab, obwohl auch in diesem Bereich ein breites Angebot besteht.

Festzustellen ist, daß sich die hydraulischen Kolbenpressen nicht durchgesetzt haben und Schnecken- bzw. Spiralpressen wegen ihrer konstruktionsbedingt höheren Entwässerungsleistung zur Ausführung kommen.

6 Fäkalübernahmestationen

In den letzten Jahren ist die Ausführung von Fäkalübernahmestationen deutlich gestiegen.
Vor Anschaffung dieser Komponente darf jedoch empfohlen werden, vorerst genau zu prüfen, ob eine eigene Übernahmestation überhaupt erforderlich ist. In diesem Zusammenhang ist der Ausbaugrad der Kanalisation (Bestand), die zukünftig geplanten Maßnahmen, einschließlich deren Realisierungshorizont u.ä.m. zu untersuchen.

Klar ist, daß das Erfordernis einer separaten Übernahmestation in Verbindung mit einem nachgeschaltetem Puffer (Ausgleichsbecken) mit fallender Größe der Kläranlage steigt.

Bei Schwachlastbiologien mit ihrer vergleichsweise großen Biomasse im Belebungsbecken wird der nachgeschaltete Puffer weniger erforderlich sein, als

bei hochbelasteten Anlagen oder z.B. Tropfkörper bzw. Scheibentauch-Tropfkörperanlagen.

Zeigt die Prüfung ein "ERFORDERLICH" , stellt sich die Frage nach der sinnvollen Bauform.

6.1 Bauformen der Fäkalübernahmestationen

Vereinfacht gesehen, können folgende Bauformen unterschieden werden:

6.1.1 Übernahmestation über Rohrleitungsabschnitt

Diese einfachste und kostengünstigste Fäkalübernahmestation besteht aus einem Rohrleitungsabschnitt in dem ein IDM eingebaut ist. Das Räumfahrzeug kuppelt in der Regel "außen" am Rechengebäude an, das Räumgut wird vor dem Feinrechen oder Spiralsieb ins Zulaufgerinne abgelassen.

Weitere Online-Meßgeräte wie z.B. pH-Wert, Leitfähigkeit können integriert werden.
Die Grobstoffe im Räumgut werden mit der Rechenanlage der Wasserlinie zurückgehalten und mit diesem z.B. ausgewaschen und entwässert. Es besteht kein weiterer Aufwand an maschineller Einrichtung.

Die Erfassung und Registrierung von Lieferanten kann von ganz einfach (Meldung beim Klärwärter und Eintragung mit den Labordaten im Betriebsprotokoll) bis hin zum komplexen Magnetcodekarten-System (Identifikationsanlage) mit Lieferscheindrucker oder PC-Schnittstelle zum Prozeßleitsystem der Anlage ausgeführt werden.

Wie so oft, darf auch hier von einer übermäßigen Technisierung gewarnt werden.

Bei Kläranlagen mit anaerober Schlammfaulung ist es sinnvoll, Grubeninhalte auch direkt in den Voreindicker ableiten zu können. Auf eine entsprechende Verrohrung ist Bedacht zu nehmen. Bei Anlieferung von Schlämmen aus 3-Kammer-Faulgruben und mechanischen Stufen von Kleinkläranlagen können diese direkt (ohne weitere Belastung der Biologie) in die Schlammfaulung gefahren werden.

6.1.2 Übernahmestation vorgefertigt

Die Station besteht im wesentlichen aus einem Vorlagebehälter mit Anschlußstutzen für Zulauf- und Ablaufleitung, in dem ein Spiralsieb mit integrierter Siebgutpresse eingebaut ist. Die weitere Ausstattung der Station ist frei wählbar, hier gilt sinngemäß daß unter 6.1.1 angeführte.

Feinrechen bzw. Spiralsiebe mit integrierter Siebgutpresse werden im Vorlagebehälter eingebaut bzw. auch drehbar gelagert und kann im Revisionsfall bei drehbarer Lagerung aus dem Behälter geschwenkt werden.

Preßzonen- und Behälterspülungen werden serienmäßig mitgeliefert, es empfiehlt sich auch die komplette elektrische Ausrüstung, einschl. Verkabelung, mitliefern zu lassen (klare Verantwortungen im Störfall).

Das entwässerte Rechen- bzw. Siebgut wird direkt in einen Container abgeworfen. Bewährt hat sich eine Hygienekapselung des Preßgutabwurfes (Kunststoffsack). Alternativ dazu kann das Preßgut über einen Förderer in eine Rechengutwaschmaschine gefördert werden. Es erfolgt dann eine gemeinsame Auswaschung mit dem Rechengut aus der Wasserlinie der Kläranlage. Dieser Aufwand lohnt sich im Allgemeinen nur dann, wenn die Rechengutwaschmaschine aus der Wasserlinie der Kläranlage vorhanden ist.

Vorgefertigte Fäkalübernahmestationen sind sinnvollerweise geschlossen (Geruchskapselung), Baugrößen mit einer Durchsatzleistung von 100 m^3/h haben sich gut bewährt.

Bei Bedarf ist es kein Problem eine Fäkalübernahmestation auch in fahrbarer Ausführung anzuschaffen. Die Komponenten werden dann auf einen Anhänger aufgebaut, der E-Anschluß erfolgt über eine Steckverbindung.

Übernahmestationen vorgefertigt, ohne nachgeschalteten Pufferbehälter, erscheinen nur wirtschaftlich vertretbar, wenn in der Wasserlinie der Kläranlage keine Feinrechen vorhanden sind und eine entsprechende Frequenz von Grubenfahrzeugen zu erwarten ist.

Die Stoßbelastung der Kläranlage kann gegenüber der Bauform nach 6.1.1 nicht gemindert werden. Die Investionskosten der Übernahmestation liegen etwa um Faktor 4 - 6 höher als bei der Bauform nach 6.1.1.

6.1.3 Übernahmestation vorgefertigt mit nachgeschaltetem Pufferbehälter

Diese Bauform wird erforderlich, wenn die Stoßbelastung durch die Anlieferung von Grubeninhalten von der biologischen Stufe der Kläranlage nicht verkraftet werden kann.

Im Gegensatz zur Bauform 6.1.2 werden die mechanisch vorgereinigten Grubeninhalte nicht direkt der Wasserlinie der Kläranlage zugeführt, sondern einem Pufferbehälter. Der Pufferbehälter wird in der Regel in Stahlbetonbauweise hergestellt und fallweise auch mit einer einfachen Belüftungseinrichtung versehen.

Der Inhalt des Pufferbehälters (meist 2 Kammern) wird über Pumpen dosiert zu "Schwachlastzeiten" dem Kläranlagenzulauf zugeführt. Damit erfolgt ein weitgehender Ausgleich der Stoßbelastung durch die Entsorgung der Grubeninhalte.

6.1.4 Fäkalübernahmestation vorgefertigt mit Sandfang

Diese Bauform stellt eine Kombination einer vorgefertigten Übernahmestation nach 6.1.2 mit einem Längssandfang dar. Der Sandaustrag aus dem Längssandfang erfolgt mit Sandaustragsschnecken bzw. Sandaustragsspiralen (1 x horizontal, 1 x steigend).

Ob dafür ein wirklicher Bedarf besteht, dürfen wir auf Grund unserer Erfahrungen in Frage stellen. Der "wahre Gewinner" beim Einsatz dieser Kombinationsanlagen dürfte wohl der Erzeuger bzw. Verkäufer dieser Anlagen sein.

6.1.5 Fäkalübernahme in Pufferbehälter (ohne vorgefertigte Übernahmestation)

Bei dieser Bauform werden die Grubeninhalte ohne Grobstoffaussiebung zwischengelagert und dann vor der Feinrechenanlage "dosiert" zugepumpt. Damit spart man die Investitionskosten der vorgefertigten Übernahmestation nach 6.1.2. ein, es entsteht jedoch ein zusätzlicher periodischer Reinigungsaufwand im Bereich der Pufferbehälter.

In bezug auf die Minimierung der Stoßbelastung der Kläranlage sind keine Nachteile gegenüber der Bauform 6.1.3 gegeben.

6.2 Marktübersicht

Übernahmestationen über Rohrleitungsabschnitt, sowie Ausrüstungen für Pufferbehälter werden von allen Anlagenbauern hergestellt. Bei den vorgefertigten Stationen sind in Österreich wieder die Firmen HUBER (ca. 70 Anlagen) und PWL (ca. 35 Anlagen) zu nennen.

7 Kompaktanlagen

Kompaktanlagen werden in der Regel bei kleineren Kläranlagen eingesetzt. Sie stellen eine vorgefertigte Einheit mit Feinrechen, bzw. Spiralsieb in Kombination mit einem Längssandfang dar.

Die Aufstellung kann "oberirdisch" und auch in "versenkter" Ausführung erfolgen. Als zusätzliche Optionen sind erhältlich:

* Sandfangbelüftung
* Fettfang mit Belüftung und Räumeinrichtung
* Fettsammelschacht (Entsorgungspumpe)

Das Rechengut wird mit den bereits vorbeschriebenen Komponenten entfernt und in einen Container abgeworfen. Das Sandfanggut wird über Schnecken bzw. Spiralen (1 x horizontal, 1 x steigend) ausgetragen und ebenfalls in einem Container abgeworfen.

Der Vorteil der Anlagen liegt in der Kompaktheit der Ausführung. Es empfiehlt sich einen Überbau vorzusehen, wenngleich auch Ausführungen in Freiluftaufstellung (beheizt) angeboten werden. Der komplette Stahlbau wird aus W. Nr. mind. 1.4301 hergestellt. Die angebotenen Baugrößen reichen bis zu Zulaufmengen von 90 l/s.

Wir empfehlen dennoch, vor Einsatz von Kompaktanlagen Preisvergleiche mit der konventionellen Bauart (Betonbauwerk + maschinelle und elektrische Ausrüstung) anzustellen.

7.1 Marktübersicht

Auch hier sind am österreichischen Markt wieder die Firmen HUBER (rd. 30 Anlagen) und PWL (ca. 6 Anlagen) als Marktleader zu nennen.

8 Sandfanggut-Austragseinrichtungen

8.1 Rückblick

Vor rund 30 Jahren wurde das Sandfanggut bei kleineren Anlagen noch häufig händisch mit Schaufel und Schiebetruhe im wahrsten Sinn des Wortes "ausgetragen". Die maschinelle Einrichtung war bescheiden, über Steckschieber wurde das Abwasser durch die Betriebsrinne des Sandfangs geleitet.

Bei größeren Anlagen wurden Längssandfänge mit Sandsaug- oder Sandschubräumern ausgeführt. Bei Sandsaugräumern war häufig ein auf der Räumerbrücke mitfahrender Silo aufgebaut.

Auch Rundsandfänge (z.B. System Pista) wurden häufig gebaut.

Die Förderung des Sandfanggutes erfolgte (wo technisch möglich) über Drucklufttheber (Mammutpumpen) . Wo dies nicht möglich war, wurden selbstansaugende Membranpumpen bzw. Unterwasserpumpen verwendet. Bei den Längssandfängen mit Trichtern und bei den Rundsandfängen wurde meist ein stationärer Silo (im Rechenhaus) angeordnet.

In den Silos bzw. in Sandklassierern (Pilgerschrittklassierer) erfolgte die Trennung des Sandfanggutes vom mitgeförderten Abwasser, dabei wurde auch ein gewisses Auswaschen des Sandfanggutes erreicht.

Der Betrieb der Sandfänge mit den o.a. Ausrüstungen war (und ist) mit Betriebsproblemen verbunden. Häufig muß festgestellt werden:

- Ungenügender Austrag von Sandfanggut aus den Trichtern von Längssandfängen mit Drucklufthebern oder Unterwasserpumpen infolge von raschen "Zuwachsen" der Trichter (Brückenbildung) bei einsetzenden Regenfällen

- Verstopfte Saugleitungen von trocken aufgestellten Unterwasserpumpen (z.B. bei Rundsandfängen)

- Beachtlicher Verschleiß an Hydraulikteilen der Unterwasserpumpen

Die zum Teil vorgesehenen Betriebshilfen für o.a. Probleme, wie Luftlanzen, Druckwasserspülungen, u.ä.m., sind nur bedingt wirksam, so daß ein periodisches bergmännisches Räumen der Sandfänge erforderlich wird.

Auch die diversen Probleme beim Entleeren von Sandsilos (unterschiedlichster Bauart) sollen nicht unerwähnt bleiben.

8.2 Der heutige Standard

Die Räumung von kleineren Längssandfängen (wie z.B. bei den Kompaktanlagen) erfolgt heute mit Schnecken bzw. Förderspiralen. Es sind damit keine wesentlichen Betriebsprobleme gegeben.

Bei größeren Längssandfängen (meist belüftet mit seitlichem Fettfang) empfehlen wir auf Grund unserer Erfahrungen nur mehr die Ausführung mit Saugräumern (Einzel- oder Zwillingsräumer). Die Räumung der Sandrinne erfolgt problemlos und praktisch verschleißfrei über Druckluftheber (pro Sandrinne 1 Stk. Heber). Die erforderliche Druckluft wird über - auf der Räumerbrücke aufgebaute - Drehkolbengebläse bereitgestellt. Der, bzw. die Druckluftheber fördern in eine seitliche Rinne (oft als Blechrinne ausgeführt). Das Räumgut wird direkt einem Sandabscheider bzw. Sandwäscher zugeführt. Letztgenannte Komponenten werden im Rechenhaus integriert.

Rundsandfänge (Ausführungshäufigkeit eher fallend) werden nach wievor mit Drucklufthebern oder trocken aufgestellten Unterwasserpumpen geräumt. Die u.U. auftretenden Betriebsprobleme (siehe Pkt. 8.1.) werden in Kauf genommen und müssen von den sonstigen Vorteilen der Rundbauweise im jeweiligen Einzelfall mehr als nur kompensiert werden.

Membranpumpen, sowie Sandsilos (im Freien und auch im Rechenhaus) werden inzwischen praktisch nicht mehr vorgesehen. Sandklassierer nach dem Pilgerschrittverfahren verlieren - obwohl aus maschinenbaulicher Sicht problemlos und kostengünstig zu betreiben - rasch an Bedeutung. Der Grund dafür liegt in den relativ hohen Investitionskosten und in den doch deutlich geringeren Sandauswascheffekten im Vergleich zu den kostengünstigeren Schnecken- und Spiralsandabscheidern.

Das Sandfanggut wird heute in der Regel nach Entfernung aus dem Sandfang zumindest über einen Sandabscheider, immer häufiger jedoch über einen Sandwäscher geführt und danach direkt in einen Entsorgungscontainer abgeworfen.

8.3 Marktübersicht

Sandfanggut-Austragseinrichtungen werden von den Ausrüsterfirmen für maschinelle Ausrüstung vorschreibungsgemäß ausgeführt. Die Firmen verwenden in der Regel Komponenten der Spezialisten auf diesem Gebiet.

Marktleader in Österreich im Bereich der Sandaustragsschnecken bzw. Sandförderspiralen sind die Firmen HUBER und PWL. Auch von den Firmen MUT (Spirac), TIB (Hoogendonk) und anderen Ausrüstern werden entsprechende Komponenten angeboten.

9 Sandwäscher

Die im Kapitel 8 erwähnten Förderschnecken bzw. Förderspiralen für Sandfanggut werden auch zur Trennung (Klassierung) des Sandfanggutes vom mitgeförderten Abwasser verwendet. Dabei ist durch die Umschichtung des Materials auch ein gewisser Wascheffekt gegeben (größer als z.B. beim Pilgerschrittklassierer).

In den letzten Jahren wurden darüberhinaus auch spezielle Sandwäscher entwickelt, die eine auch zukünftig problemlose (weil deponiefähige) Entsorgung des Sandfangguts gewährleisten werden.

Wieder erscheintes vorrangig sinnvoll, eine Kosten-/Nutzenrechngung anzustellen und erst dann über die Anschaffung bzw. den sinnvollen Zeitpunkt der Anschaffung eines Sandwäschers zu entscheiden. Die diversen Regelberechnungen der Hersteller über Einsparungspotentiale bei der Anschaffung von Sandwäschern sind ähnlich wie bei den Rechengutwäschern mit Vorsicht zu betrachten. Bei Neu- bzw. Erweiterungsplanungen sollte jedoch ein Sandwäscher oder die spätere leichte Nachrüstung dieser Komponente in jeden Fall mit berücksichtigt werden.

9.1 Leistungsfähigkeit von Sandwäschern

Die Sandwäscher sind inzwischen derart verbessert und weiterentwickelt worden, daß Reduzierungen des organischen Anteils auf Glühverlust < 3 % und Trockenrückstand des gewaschenen Sandes ca. 90 % erreicht werden. Damit ist eine Sandentsorgung auf die nächste Bauschuttdeponie möglich (Eluat-Klasse Ia lt. ÖNORM S 2072) und auch zukünftig kein Problem bei der Sandentsorgung zu erwarten.

9.2 Bauformen

Im Folgenden werden zwei Konstruktionen mit maximalen Wasch- und Entwässerungsleistungen vorgestellt, die in letzter Zeit in steigenden Stückzahlen auf österreichischen Kläranlagen eingesetzt wurden:

- PWL Sandklassierer-Sandwäscher
  Die PWL-Konstruktion ist ebenfalls ein kompaktes Kombinationsgerät, welches die Sandklassierung und die Sandauswaschung beinhaltet. Es sind Typen mit Zulaufmenge bis 20 l/s bzw. 30 l/s im Programm. Die Reduzierung des organischen Anteils wird mit < 2 % , die Entwässerung des gewaschenen Sandes auf TR über 90 % angegeben. Ist bereits ein Klassierer vorhanden (z.B. Pilgerschrittklassierer), kann auch nur der Sandwäscher mit einer Durchsatzleistung von 0,2 m³/h bzw. 0,4 m³/h (bereits vorentwässertes Sandfanggut) nachgerüstet werden.

- HUBER Coanda Sandwaschanlage RoSF 3/4
  Die Huber-Konstruktion faßt funktionell die Sandklassierung und Sandauswaschung in einer kompakten Einheit zusammen. Die

Abscheideleistung wird mit > 95 % der Korngröße 0,2 mm angegeben, die Reduktion des organischen Anteils auf Glühverlust < 3 %. Gleichzeite Entwässerung des gewaschenen Sandes auf Trockenrückstand ca. 90 %. Optionen mit erhöhter Feinstabscheidung (Abscheideleistung > 95 % der Korngröße 0,1 mm, GV < 2 %) sind erhältlich.

Beide Fabrikate sind bereits vielfach im Einsatz und haben sich in der Praxis bewährt (PWL ca. 36 Anlagen, HUBER ca.10 Anlagen).Andere Fabrikate sind derzeit am österreichischen Markt ohne wesentliche Bedeutung.

10 Literatur

ATV-Handbuch - Betriebstechnik, Kosten und Rechtsgrundlagen der Abwasserreinigung 4. Auflage

Schüßler H.
Rechengutwäsche - Versuch einer Bestandsaufnahme
Korrespondenz Abwasser Heft 9/92

Schüßler H.
Rechengut- und Sandfangrückstände - Abfall oder Wirtschaftsgut ?
Korrespondenz abwasser Heft 2/95

Arbeitsbericht der ATV/VKS Arbeitsgruppe 3.11.2
Korrespondenz Abwasser Heft 11/96

Schrammel A.
Kostendämpfung Kläranlagen
Maschinelle und elektrische Einrichtung
Studie verfaßt im Auftrag des BM f. Umwelt, Jugend und Familie
Dezember 97

Ing. Anton Schrammel
Technisches Büro f. Maschinenbau

Himmelstraße 7
3413 Unterkirchbach

Tel. 02242/ 6601
FAX 02242/ 6601 DW 15

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 141 - 177
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Blähschlamm, Schwimmschlamm, Schaum - Ursachenerkennung und Bekämpfung

N. Matsché, N. Kreuzinger

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

1 Mikrobiologische und abwassertechnische Grundlagen

1.1 Blähschlamm

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, bei dem 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.

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 Typ-Nummern. Die Methode zu ihrer Erkennung im belebten Schlamm ist in einem Handbuch ausführlich beschrieben (EIKELBOOM und v.BUIJSEN 1983). Die Unterscheidung beruht morphologischen Charakteristika, sowie auf Färbeverhalten und einfachen physiologische Test. In letzter Zeit gewinnt die Charakterisierung von

Fadenbakterien mit Hilfe der **F**luoreszenz-**I**n-**S**itu-**H**ybridisierung (FISH) zunehmend an Bedeutung. Diese Methode beruht auf der Nutzung der genetischen Unterschiede der verschiedenen Fadenbakterien. Spezifische Genfragmente von Fadenbakterien werden mit Fluoreszenzfarbstoffen versehen (sogenannte Gensonden). Diese Gensonden werden dem belebten Schlamm zugesetzt und lagern sich spezifisch an die zugehörigen Fadenbakterien an. Mit einem Fluoreszenzmikroskop können sie sichtbar gemacht werden, wodurch der Nachweis über das Vorkommen der mit der Gensonde charakterisierten Bakterien erbracht werden kann (WAGNER M. AMANN R. 1996)

Aufgrund der Verschiedenartigkeit der fadenförmigen Mikroorganismen gibt es keine einheitlichen Bekämpfungsmaßnahmen. Es ist daher wichtig, immer erst festzustellen, welche Bakterien in einer bestimmten Anlage Blähschlamm verursachen, bevor Bekämpfungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Tabelle 1: Dominante Fadenbakterien in Kläranlagen mit Nährstoffentfernung nach EIKELBOOM et.al 1997; ergänzt durch Österreichische Daten

Land	Niederlande	Dänemark	Deutschland	Griechenl.	Österreich*)
Anzahl der Anlagen	93	81	8	11	10
M. parvicella	57	36	6	6	3
Typ 0041	3	24			2
Typ 0092	1	4		1	1
Typ 1851	1	1			1
Typ 0803		2	1		
Typ 0914		1			
N. limicola		4			1
Actinomyceten				2	3
Typ 021N	2	2			4
Thiothrix sp.		2			
S. natans	2				

*) Ausgewählte Anlagen mit Blähschlammproblem

Schlammuntersuchungen von zahlreichen Belebungsanlagen zeigen, daß es vor allem in Anlagen mit Nährstoffentfernung sehr häufig zu einem Auftreten von Fadenbakterien kommt, die je nach spezifischen Eigenschaften zu Blähschlamm bzw. zur Schaumbildung und damit zu beträchtlichen Betriebsproblemen führen. In Tabelle 1 sind die Ergebnisse einer europäischen Studie zusammengefaßt, welche die dominierende Rolle von *M. parvicella* aufzeigt (EIKELBOOM et.al. 1997).

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. 1993 u.v.m.), von der Anwesenheit bestimmter Fadentypen auf die Ursache des Blähschlamms in einer Anlage rückzuschließen. Diese Zusammenhänge sind jedoch nach wie vor noch nicht umfassend abgesichert.

Zuverlässig und rechtzeitig kann die Entstehung von Blähschlamm nur durch mikroskopische Kontrolle erkannt. 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 werden (EIKELBOOM und v.BUIJSEN 1983). WAGNER (1982) hat den folgenden Zusammenhang zwischen seinen Fädigkeitsstufen und dem Schlammindex festgestellt:

Tabelle 2: Zusammenhang zwischen Fädigkeitsstufe und Schlammindex (nach WAGNER 1982)

Kategorie	Fäden	ISV
	(Mittelwert)	(ml/g)
0	keine	60
1	wenig	70
2	mäßig	100

3	viel	135
4	sehr viel	265
5	extrem viel	700

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, Proteinen 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 mit Indirekteinleitungen aus:

- Brennereien
- Brauereien
- Papierindustrie
- Obst, Gemüseverarbeitung
- Weinbau
- Milchverarbeitung
- Gerbereien
- Tierkörperverwertung

besonders anfällig für die Entstehung von Blähschlamm.

Häufig sind derartige Abwässer auch durch ein unausgewogenes Nährstoffverhältnis gekennzeichnet. 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 spezifische P-Bedarf von Fadenbakterien ist niederer als von „Flockenbakterien“. Dadurch sind sie bei P-Mangel bevorzugt.

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), Druckleitungen und mangelhaft geräumten Vorklärbecken vor.

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.

Weniger stark von Blähschlammbildung betroffen sind:

- 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.
- Belebungsanlagen mit aerober Schlammstabilisation
- Belebungsanlagen mit Simultanfällung
- 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

Blähschlamm kann häufig auf Überlastungserscheinungen (z.B. durch Indirekteinleitungen) zurückgeführt werden. Verschiedene Fadenbildner werden begünstigt, 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.

An niedere O_2-Konzentrationen angepaßt sind:

Sphaerotilus natans
Haslicomenobacter hydrossis
Typ 1701
(Jenkins, 1993)

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 ATV Arbeitsgruppe 2.6.1 (Blähschlamm) kommt es in volldurchmischten Becken (z.B. auch in kleinen Oxidationsgräben) häufiger zu Blähschlammbildung. In Anlagen mit Pfropfenströmung tritt die Bildung von Blähschlamm erst bei einer Belastung von über ca. 0,5 kg/(kg.d) auf.

1.2 Schwimmschlamm und Schaum

Die Bildung viskoser Schäume auf Belebungsanlagen ist ein Phänomen von dem viele Kläranlagen, insbesondere solche mit Nährstoffelimination betroffen sind. Im Gegensatz zu den Tensid-Schäumen, die durch schwerabbaubare Waschmittelinhaltsstoffe verursacht wurden und durch Besprühen mit Wasser leicht bekämpft werden konnten, ist dies bei den durch Mikroorganismen und fettigen Abwasserinhaltsstoffen gebildeten Schäumen nicht möglich.

Diese Schäume bestehen aus gasgefüllten „Bläschen“, an die Tenside und Mikroorganismen angelagert sind. Die Voraussetzung für die Blasenbildung ist das Vorhandensein oberflächenaktiver Stoffe und von Stabilisatoren, die sich an

der Grenzfläche Gas - Wasser anlagern. An dieser Grenzschicht kommt es auch zu einer Anreicherung von Nährstoffen, die für die an der Schaumbildung beteiligten Mikroorganismen dadurch angereichert werden und einen Selektionsvorteil darstellen. Die für die Anreicherung von Schaum notwendigen Komponenten und Bedingungen sind im Prinzip in jeder Belebung vorhanden: Feine Gasblasen und oberflächenaktive Stoffe sowie eine gute Durchmischung mit daran adsorbierbaren Substanzen.

Früher wurde angenommen, daß die Flotation von Schlamm durch hohe Konzentrationen an Fetten zustande kommt. Neuere Untersuchungen (LEMMER, 1996) zeigen jedoch, daß es zur Bildung von stabilen Schäumen auch bei Fettgehalten unter 30% kommen kann und der maßgebende Faktor die Stabilisierung der Schäume durch bestimmte Mikroorganismen mit stark hydrophober Zelloberfläche ist. Anlagen mit starker Schaumbildung weisen sehr häufig eine starke Entwicklung von Gram-positiven Fadenorganismen auf, zu denen *nocardioforme Actinomyceten* und das Fadenbakterium *Microthrix parvicella* gehören. Daneben treten häufig Bakterien der Gattung *Nostocoida* und der Fadentyp *1851* auf.

Belebte Schlämme aus Anlagen, die zur Schaumbildung neigen, zeigen im Vergleich zu Anlagen ohne Schaumbildung eine höhere Dichte, sowie eine veränderte Häufigkeit von Fadenorganismen (Tabelle 3). Vor allem *M. parvicella* und *Nocardiforme Actinomyceten* treten signifikant häufiger in Anlagen mit Schaumbildung auf.

Tabelle 3: Prozentuale Häufigkeit verschiedener Fadenorganismen in Anlagen ohne bzw. mit akuten Schaumproblemen (LEMMER, 1998)

Organismus	**Anlagen ohne Schaumproblemen**	**Anlagen mit Schaumproblemen**
M. parvicella	32	81
Typ 0041 / 0675	82	94
nocarioforme Actinomyc.	32	78
Typ 1851	23	47
Typ 0092	32	59

Nostocoida limicola	100	91

Vergleicht man die Betriebsweise von Kläranlagen mit bzw. ohne Schaumproblemen, so kristallisieren sich folgende Unterschiede heraus (LEMMER 1998):

Schaumbildung erfolgt vor allem dann, wenn:

- im Anlagenkonzept ein Fettabscheider fehlt
- eine anaerobe Schlammbehandlung stattfindet
- eine Vorklärung des Rohabwassers stattfindet
- eine volle Durchmischung im Belebungsbecken erfolgt
- Oberflächenbelüfter eingesetzt werden
- der maximale O_2 - Gehalt der belüfteten Zone unter 2mg/l liegt
- eine stärkere Schlammzirkulation bzw. Durchmischung erfolgt
- der Zulauf vorwiegend kommunal geprägt ist
- vorgeschaltete oder simultane Denitrifikation verwirklicht ist
- biologische Phosphorelimination durchgeführt wird
- Eisensalze und nicht Aluminumsalze als Fällmittel eingesetzt werden
- eine sehr niedrige Schlammbelastung vorliegt

Bei zweistufigen Anlagen fällt auf, daß bei dem Kläranlagenkonzept Hochlast-Tropfkörper / Schwachlastbelebung selten Schaumprobleme auftreten. Hinsichtlich der Verweilzeit der Abwasserinhaltsstoffe in der Belebung, des Schlammalters und der Größe vom Belüftungssystem eingetragenen Luftblasen ist kein Unterschied zwischen Anlagen mit und ohne Schaumproblemen festzustellen.

Offenbar selektieren wir heute durch die niedrige Schlammbelastung Organismen, die stark hydrophob sind und oberflächenaktive Substanzen ausscheiden. Durch beide Vorgänge wird die Flotation dieser Organismen und die Stabilisierung der gebildeten Schäume gefördert.

1.2.1 Microthrix parvicella

In niedrig belasteten nährstoffeliminierenden Anlagen ist M. parvicella der häufigste Vertreter fadenförmiger Bakterien bei Schaum und Schwimmschlamm Ereignissen. Höhere Schlammbelastungen (größer 0,1 kg BSB_5/(kg*d)) wirken sich negativ auf *M. parvicella* aus. Den Untersuchungen von SLIJKHUIS (1983) zufolge ist *M. parvicella* auf langkettige Fettsäuren als Substrat angewiesen. Dies wurde auch durch *in-situ* Messungen mit Hilfe von Mikroautoradiografie von ANDREASEN und NIELSEN (1997) bestätigt. *M. parvicella* erhält Wachstumsvorteile, wenn das Abwasser in vorgeschalteten anaeroben oder anoxischen Verhältnissen einer Hydrolyse unterzogen wird, wodurch langkettige Fettsäuren, die gewöhnlich nicht als freie Fettsäuren, sondern als partikuläre Fraktion im Abwasser vorliegen, besser verfügbar werden.

Simultane Phosphorfällung mit Eisensalzen begünstigt das Auftreten von *M. parvicella* während der Einsatz von Aluminiumverbindungen hemmend wirkt. Trübwasser aus der Schlammbehandlung wirkt auf das Wachstum wegen der hohen Ammoniumkonzentration förderlich. Einen wichtigen Selektionsfaktor stellt die Temperatur dar. *M. parvicella* setz sich insbesondere im Temperaturbereich < 20°C durch, was durch Untersuchungen von EIKELBOOM et.al (1997) und KNOOP & KUNST (1997) bestätigt wird.

1.2.2 nocardiforme Actinomyceten (zB. Nocardia)

Actinomyceten können sowohl über ihre hydrophoben Eigenschaften als auch über die Abscheidung hydrophober Substanzen zur Stabilisierung von Schäumen beitragen. Ihr Wachstum wird insbesondere durch partikuläres noch nicht hydrolysiertes Substrat gefördert. In flotierten Schlammfraktionen haben sie auf Grund ihrer Widerstandskraft gegen UV-Bestrahlung, Austrocknung und Nährstoffmangel ebenso wie *M. parvicella* Selektionsvorteile. Das Zurücktreten der Actinomyceten in stickstoffeliminierenden Anlagen ist auf die niedrige Schlammbelastung bzw. auf die schlechte Sauerstoffversorgung in den anoxischen Zonen zurückzuführen. In Anlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation sind Actinomyceten häufiger dominant, als in Anlagen mit alternierender / intermittierender Denitrifikattion. Eine biologische Phosphorentfernung führt im Allgemeinen zu einer Verminderung der Betriebsprobleme mit Schwimmschlamm, was auch die Ergebnisse auf der Kläranlage Mödling bestätigen (FRANZ 1997).

Das Vorliegen eines Substrat-Gradienten in der Belebung hat keine großen Auswirkungen auf das Wachstum von Actinomyceten. Ein hoher Sauerstoffgehalt und eine hohe Schlammzirkulation wirken förderlich. Wie auch *M. parvicella* sind auch *nocardiforme Actinomyceten* in Anlagen mit Oberflächenbelüftern häufiger dominant.

2 Bekämpfung von Blähschlamm

2.1 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 das vorhandene Belüftungssystem durch die Schwebstoffe des Abwassers nicht beeinträchtigt wird (z.B. Verstopfungen, Verzopfungen,...).

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

Als Bekämpfungsmaßnahme von Schwimmschlamm und Schaum durch Nocardia hat sich nach Erfahrungen in der Schweiz eine Simultanfällung unter Verwendung von Aluminiumsalzen bewährt. Es kommt hier neben der beschwerenden Wirkung vermutlich auch ein physiologischer Effekt zum

Tragen. Vereinzelt liegen solche positiven Erfahrungen auch aus Anwendungsbeispielen in Österreich vor.

Eine Beschwerung kann auch durch inerte Mineralpartikel vorgenommen werden. In der Vergangenheit wurden hierfür verschiedene Gesteinsmehle eingesetzt. Als besonders günstig stellte sich in letzter Zeit die Verwendung von Talkpulver heraus. Die Schichtstruktur dieses Silikats scheint mit den Mikroflocken des belebten Schlammes in Wechselwirkung zu treten, so daß einerseits die Mineralteilchen sehr gut in die Flocken inkorporiert werden und andererseits keine Abtrennung des mineralischen Anteils im Belebungsbecken oder in der Nachklärung auftreten. Gegenüber den Bekämpfungsmaßnahmen mit Schädigung der Fadenbakterien und zeitweiser Ablaufverschlechterung wirkt die Talkzugabe unmittelbar vermindernd auf das Schlammvolumen und damit auf den Schlammindex. Eine Verschlechterung des Ablaufes kann nicht eintreten, da die Mikroorganismen des belebten Schlammes nur verdichtet werden und keinerlei Beeinträchtigung in ihrer Funktion auftreten kann.

In ähnlicher Weise wie Talkpulver kann auch Ton eingesetzt werden. Da es sich auch hierbei um ein silikatisches Produkt handelt, dürften die Wirkung hinsichtlich Verbesserung des Schlammindex in ähnlicher Weise erfolgen. Eine Anwendung bei Blähschlamm im Papierfabriksabwasser bzw. bei einer Anlage mit Winzereiabwasser und zeitweiser Belastung mit leicht abbaubaren Stoffen wurde von CHUDOBA et.al. (1995) beschrieben. In beiden Anwendungsfällen konnte innerhalb kürzester Zeit eine wesentliche Verbesserung der Blähschlammverhältnisse erreicht werden.

Nachteilig mit dem Einsatz von mineralischen Zusatzstoffen ist die Tatsache, daß die Zugabemengen bis zu einer Größenordnung von 100% der in der Anlage vorhandenen Belebtschlamm-Trockensubstanz erfolgen müssen. dadurch steigt der Anfall von Überschußschlamm beträchtlich. Bei Anlagen mit niedrigem Schlammalter und einer längeren Anwendung der Zugabe sind auch die Kosten einer solchen Behandlung beträchtlich.

2.2 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.

In den USA ist die Chlorung auch heute noch die wichtigste Methode der Bläh- und Schwimmschlammbekämpfung (JENKINS, 1993). Wegen der Bildung von chlororganischen Verbindungen (AOX) kommt ein Einsatz in Österreich heute nicht mehr in der in Frage, obwohl in der Vergangenheit damit kurzfristig gute Erfolge erzielt werden konnten (MATSCHÉ 1982).

Eine Schädigung der Fadenorganismen von Blähschlamm konnte in manchen Fällen auch durch die Zugabe von H_20_2 erreicht werden (SCHWARZER et al. 1982). Dabei kann eine Beschädigung 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.

Anstelle von Chlor und anderen Oxidationsmitteln wird neuerdings die Anwendung von Kalk zur Bekämpfung von Blähschlamm empfohlen. Die Zugabe muß dabei so erfolgen, daß der gesamte Schlamm der Anlage mit einem erhöhten pH-Wert (10 bis 11) in Kontakt kommt. Dies gelingt am besten bei Zugabe von Kalk in den Pumpensumpf des Rücklaufschlammpumpwerkes.

Die erforderliche Zugabemenge kann dabei im Labor durch eine einfache Titration des belebten Schlammes mit Natronlauge bis zu dem erforderlichen pH-Wert von etwa 11 ermittelt werden. Die äqivalente Menge an gebranntem Kalk bzw. Kalkhydrat kann daraus errechnet werden. Bei der Verwendung von gebranntem Kalk ist auf die entstehende Reaktionswärme und die Verätzungsgefahr zu achten! Bei Kalkhydrat ist dieser Effekt geringer. Bei einem höheren Bedarf empfiehlt sich wegen der geringeren Kosten der Einsatz von gebranntem Kalk.

Eine Schädigung der Fadenbakterien ist jedoch im allgemeinen mit einer Schädigung der Schlammbiozönose (v.a. Nitrifikanten und Protozoen) und dadurch mit einer deutlichen aber kurzzeitigen Verschlechterung der Ablaufqualität verbunden. Daher sollte die Zugabe von schädigenden Substanzen nur als Notmaßnahme zur Anwendung kommen.

2.3 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.

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.

2.4 Veränderung der Betriebsweise

Bei Untersuchungen in der CSSR (CHUDOBA 1973) 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.

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 *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 flockenbildenden Bakterien überwiegen, verbleibt nach der Phase mit hoher Substratkonzentration im Selektor 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.

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.

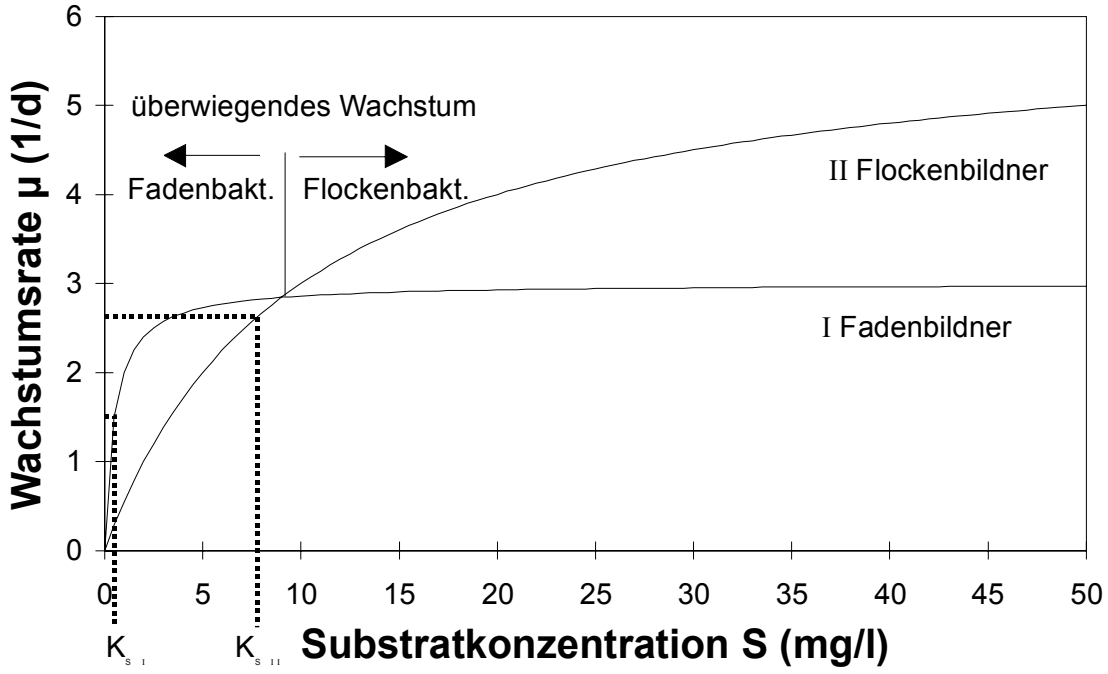


Abbildung 1: Konkurrenzfähigkeit zweier Organismenarten mit unterschiedlichem Wachstumsverhalten in Abhängigkeit von der Substratkonzentration (nach CHUDOBA, 1973)

Betrachtet man nun die für zwei unterschiedliche Arten dargestellten Kurven so erkennt man deutlich, daß die Art I bei niedrigen Substratkonzentrationen die höhere Wachstums-Geschwindigkeit aufweist und dementsprechend im Vorteil ist. Bei höheren Substrat-Konzentrationen 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 die 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 der Literatur werden die Organismen, die einen Wachstumsvorteil aufgrund ihrer hohen Substrataffinität haben, als k-Strategen bezeichnet. Diejenigen Organismen, die bei hohen Substratkonzentrationen höhere Wachstumsraten aufweisen, werden als r-Strategen bezeichnet. Bei niederen Substratkonzentrationen sind die k-Strategen begünstigt (Fadenbildner) und bei hohen Substratkonzentrationen die r-Strategen (Flockenbildner).

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.

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. Die Selektortechnik hat sich inzwischen bei zahlreichen Anwendungen in der Praxis bewährt.

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

Von der ATV-Arbeitsgruppe 2.6.1 wurden auf Vorschlag von v.d. Emde in einem Arbeitsbericht (1988) folgende Grundsätze für die Bemessung von Selektoren empfohlen:

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 BR = 10kg/(m^3.d) angestrebt werden. Für gewisse Industrieabwässer können auch höhere Belastungen gewählt werden (BR = 20 kg/[m^3.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/(m^3.d) reduziert werden.

Von PRENDL (1997) wurden umfangreiche Untersuchungen über die Funktion von Selektoren bei der Rinigung von Zuckerfabriksabwasser durchgeführt. Im Zuge dieser Forschungsarbeiten wurden die bisherigen Bemessungsansätze überarbeitet und neue Grundlagen für die Bemessung von Selektoren ausgearbeitet.

2.4.1 Grundsätze für die Dimensionierung und Gestaltung eines aeroben Selektors (KROISS et.al 1997)

Damit das leicht abbaubare Substrat im Selektor möglichst vollständig entfernt werden kann, müssen folgende Forderungen erfüllt werden:

- Die Aufenthaltszeit des Rücklaufschlamm-Abwassergemisches muß so groß gewählt werden, daß bei maximaler Belastung mit leicht abbaubarem Substrat auch bei niedriger Substratentfernungsgeschwindigkeit das leicht abbaubare Substrat möglichst vollständig eliminiert werden kann. Damit wird den

Fadenbildnern die Möglichkeit genommen, sich im Belebungsbecken zu vermehren.

- Die Substratelimination darf nicht durch Sauerstoffmangel eingeschränkt werden. Wenn die Substrateliminationsgeschwindigkeit durch die Sauerstoffzufuhr begrenzt ist, muß dies bei der Selektorgröße berücksichtigt werden.

- Die Konzentration an leicht abbaubarem Substrat soll möglichst hoch sein. Bei einer zu großen Aufenthaltszeit im Selektor bei zu geringer Substratkonzentration kann es bereits im Selektor zu einer unerwünschten Vermehrung der Fadenbildner kommen. Daraus ergibt sich die Forderung, den Selektor in mehrere Kaskaden zu unterteilen und die Rücklaufschlammförderung nach oben hin zu begrenzen.

- Die Speicherkapazität des Schlammes darf nicht überschritten werden, woraus sich eine minimale Rücklaufschlammenge ergibt.

- Der Schlamm muß die Möglichkeit haben, den Speicher zu regenerieren daraus, ergibt sich die Begrenzung der Schlammbelastung und ein minimales Schlammalter.

2.4.2 Bemessung eines aeroben Selektors:

Das erforderliche Selektorvolumen kann nach Gleichung 1 berechnet werden:

$$V_{SEL} = \frac{\Delta S_S}{oTS_{SEL} \cdot q_{\min(SS.OV)}} \qquad \textbf{(1)}$$

V_{SEL} erforderliches Selektorvolumen (m^3)

ΔS_S Fracht an leicht abbaubarem Substrat, die im Selektor entfernt werden soll (kg CSB/h)

oTS_{SEL} organische Trockensubstanz im Selektor (kg/m^3)

$q_{min(SS,\ OV)}$ mimimale zu erwartende spezifische Substrateliminations-geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Konzentration an leicht

abbaubarem Substrat und der Sauerstoffversorgung
(kg CSB/(kg oTS.h))

Die Bestimmung des leicht abbaubaren Substrates über die Atmungsmessung führt bei Belebtschlämmen mit guten Speichereigenschaften, wie dies bei Belebungsanlagen mit Selektor der Fall ist, zu einer deutlichen Unterschätzung des leicht abbaubaren Substrates. Die Bestimmung des leicht abbaubaren Substrates nach PRENDL (1997) führt zu brauchbaren Ergebnissen.-

Grundsätzlich sollte die gesamte Rücklaufschlammenge über den Selektor geführt werden. Dann entspricht die Schlammkonzentration im Selektor der Schlammkonzentration im Belebungsbecken. Die Schlammkonzentration ergibt sich aus der herkömmlichen Bemessung von Belebung und Nachklärung. Wenn keine genauere Bestimmung möglich ist, kann der organische Schlammanteil bei Eintrag von mineralischen Feinteilen in die Belebung mit 40 bis 50 %, sonst mit 60 bis 70 % angesetzt werden.

Die versuchstechnische Bestimmung der spezifischen Substrateliminations-geschwindigkeit führt nur dann zu Werten, die für die Selektordimensionierung herangezogen werden dürfen, wenn Belebtschlamm vorhanden ist, der an das Selektorsystem und das Abwasser adaptiert ist. Dies ist jedoch nur dann der Fall, wenn bei einer bestehenden Anlage der Selektor optimiert werden soll oder eine Versuchsanlage betrieben wird. Bei Untersuchungen mit einem an ein Selektorsystem adaptierten, jedoch an das Abwasser nicht oder nicht optimal adaptierten Schlamm, muß mit einer Unterschätzung der Substrateliminationsgeschwindigkeit gerechnet werden, die zu einer Überdimensionierung des Selektors führen kann. Durch Unterteilung des Selektors in mehrere Kaskaden kann man dem entgegenwirken.

Das Volumen einer Selektorkaskade wird nach Gleichung 1 mit der mittleren zu erwartenden Fracht an leicht abbaubarem Substrat und der mittleren spezifischen Substrateliminationsgeschwindigkeit bestimmt. Ist eine versuchstechnische Bestimmung nicht möglich, dann kann nach den bisherigen Erfahrungen eine mittlere zu erwartende Substrateliminationsgeschwindigkeit $q_{(SS,\ OV)}$ von 0,5 kg CSB/(kg oTS.h) angenommen werden, wenn die Sauerstoffzufuhr nicht limitierend ist, und die rechnerische Konzentration an leicht abbaubarem Substrat in der Mischung von Abwasser und Rücklaufschlamm im Zulauf zum Selektor ≥200 mg CSB/l ist. Bei Konzentrationen an leicht abbaubarem Substrat unter 200 mg/l im Zulauf zum Selektor ist $q_{(SS,\ OV)}$ proportional zur

Konzentration an leicht abbaubarem Substrat abzumindern, wobei ein $q_{(SS,\ OV)}$ von < 0,2 kg CSB/(kg oTS.h) nicht angesetzt werden soll, um eine Überdimensionierung des Selektors zu vermeiden.

Sind sehr kurzzeitige Spitzenbelastungen mit großer Fracht an leicht abbaubarem Substrat in Abständen von weniger als 5 Tagen zu erwarten, dann muß das Gesamtvolumen des Selektors auf diese Spitzen bemessen werden. In diesem Fall wird für 50 % des Selektorvolumens die mittlere zu erwartende Substrateliminationsgeschwindigkeit, z.B. 0,5 kg CSB/(kg oTS.h), und für die restlichen 50 % die minimale zu erwartende Substrateliminations-geschwindigkeit, z.B. 0,2 kg CSB/(kg oTS.h), angesetzt.

Die Sicherheit gegen Durchschlagen von leicht abbaubarem Substrat aus dem Selektor liegt in den angegebenen Werten für die Substrateliminationsgeschwindigkeit. Bei versuchstechnisch bestimmten Werten für die Substrateliminationsgeschwindigkeit muß von den ungünstigsten Werten ausgegangen werden.

Für die meisten Anwendungsfälle wird man aus dieser Bemessung einen Selektor mit 2 bis 4 Kaskaden und eine Aufenthaltszeit bezogen auf Zulauf und Rücklaufschlamm von 10 bis 30 Minuten erhalten.

Der Sauerstoffbedarf im Selektor ergibt sich aus:

$$OV = a_{CSB} \cdot \Delta S \quad \text{(kg O2/h)} \qquad (2)$$

Der spezifische Sauerstoffbedarf für die Entfernung der leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen ist substratabhängig. Für unversäuertes Zuckerfabriksabwasser, in dem das leicht abbaubare Substrat hauptsächlich als Saccharose vorliegt, beträgt a_{CSB} 0,05 bis 0,1 g O_2/g CSB. Für die Entfernung des leicht abbaubaren Substrates von stark versäuertem Zuckerfabriksabwasser, wo das leicht abbaubare Substrat im wesentlichen ein Gemisch von Milch-, Essig- und Propionsäure ist, werden 0,15 bis 0,30 g O_2/g CSB benötigt. Der Sauerstoffverbrauch für die Substratelimination kann bei Untersuchungen zur Substrateliminationsgeschwindigkeit mitbestimmt werden. Liegen keine genaueren Bestimmungen des Sauerstoffbedarfes für die Substratelimination

vor, dann sollte für die Sauerstoffzufuhrleistung des Selektors ein Wert von 0,25 g O_2/g zu eliminierendem CSB angenommen werden.

Damit die Substratelimination im Selektor durch die Speicherkapazität des Schlammes nicht begrenzt wird, muß bei minimaler Rücklaufschlammenge gelten:

$$\frac{Q_Z \cdot S_{Zul}}{Q_{RS} \cdot oTS_{RS}} \leq 0{,}2 \qquad \text{(g CSB/g oTS)} \qquad (3)$$

Q_Z	Zulaufwassermenge (m^3/h)
S_{Zul}	Zulaufkonzentration gelöstes leicht abbaubares Substrat (g/m^3)
Q_{RS}	Rücklaufschlammenge (m^3/h)
oTS_{RS}	organische Trockensubstanz im Rücklaufschlamm (g/m^3)

Damit wird berücksichtigt, daß die Speicherkapazität des belebten Schlammes, die bis zu 40 % der oTS beträgt, nur zu ca. 50 % ausgenützt wird und die Substrateliminationsgeschwindigkeit im Selektor durch die Speicherkapazität nicht zu stark reduziert wird.

Bei einer CSB-Schlammbelastung über 0,5 kg/(kg.d) oder einem Schlammalter unter 5 Tagen muß damit gerechnet werden, daß das gespeicherte Substrat nicht im ausreichenden Umfang abgebaut werden kann, womit die Speicherfähigkeit des Schlammes und die Wirksamkeit des Selektors reduziert werden. Damit die Wirksamkeit eines aeroben Selektors sichergestellt wird, muß die CSB-Schlammbelastung unter 0,5 kg/(kg.d) liegen. Ein Wert unter 0,3 kg/(kg.d) wird empfohlen. Das Mindestschlammalter sollte bei 20 °C 5 Tage betragen. Bei einer niedrigeren Bemessungstemperatur ist eine Erhöhung des Schlammalters nach der Funktion $f_{20} = f_{TB} \cdot 1{,}07^{(20 - TB)}$ zu empfehlen.

Eine Reihe von Fadenbildnern wie Haliscomenobacter hydrossis, Leucothrix, Microthrix parvicella, Nostocoida limicola, Sphaerotilus natans, Typ 0092, Typ 0961, die häufig Blähschlamm verursachen, sind mit aerobem Selektor relativ leicht beherrschbar.

Der Fadenbildner 021N ist ebenfalls mit einem aeroben Selektor gesichert unterdrückbar. Die Blähschlammvermeidung gelingt jedoch nur, wenn das Belebungsverfahren so gestaltet ist, daß das leicht abbaubare gelöste Substrat im Selektor vollständig eliminiert wird.

Derzeit laufende Untersuchungen einer Belebungsanlage einer Papierfabrik weisen darauf hin, daß die Fadenbildner Typ 0041 und Typ 1701 mittels aerobem Selektor in ähnlicher Weise beherrschbar sind wie der Typ 021N.

Das gelöste leicht abbaubare Substrat wird im Selektor vorwiegend durch Speicherung aus der flüssigen Phase entfernt. An ein aerobes Selektorsystem adaptierter Schlamm gewinnt die für die Speicherung erforderliche Energie durch Oxidation eines Teiles der leicht abbaubaren Verbindungen. Der Energiebedarf, und damit der Sauerstoffbedarf für die Speicherung im Selektor, ist von der Art des leicht abbaubaren Substrates abhängig (5 bis 30 % von ηCSB). Die Speicherfähigkeit des Belebtschlammes ist begrenzt. Damit die Speicherfähigkeit und damit die rasche Elimination des leicht abbaubaren Substrates im Selektor erhalten bleibt, muß der Schlamm die Möglichkeit haben, den Substratspeicher im Belebungsbecken abzubauen. Bei zu hoher Schlammbelastung, Sauerstoff- und Nährstoffmangel im Belebungsbecken, kann die Speicherkapazität des Belebtschlammes im Belebungsbecken nicht regeneriert werden, und der aerobe Selektor verliert an Wirksamkeit.

2.5 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 ATV Arbeitsgruppe 2.6.1. 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/m^3 führt die Zugabe zu einer wesentlichen Vergrößerung der Sinkgeschwindigkeit des belebten Schlammes. Dadurch kann z.B. zu Zeiten erhöhter hydraulischer Belastung (Regenwetter) die

Sinkgeschwindigkeit im Nachklärbecken 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.

Für das Auftreten von Blähschlamm hat sich erfahrungsgemäß eine Belastung als besonders kritisch erwiesen, die im Grenzbereich der Nitrifikation gelegen ist (B_{TS} ca. 0,3-0,5), wie zum Beispiel in Abbildung 2 dargestellt. Unter diesen Bedingungen kommt es auch häufig zur Nitritbildung, die von manchen Autoren als Ursache für die Blähschlammbildung angesehen wird (CASEY 1993).

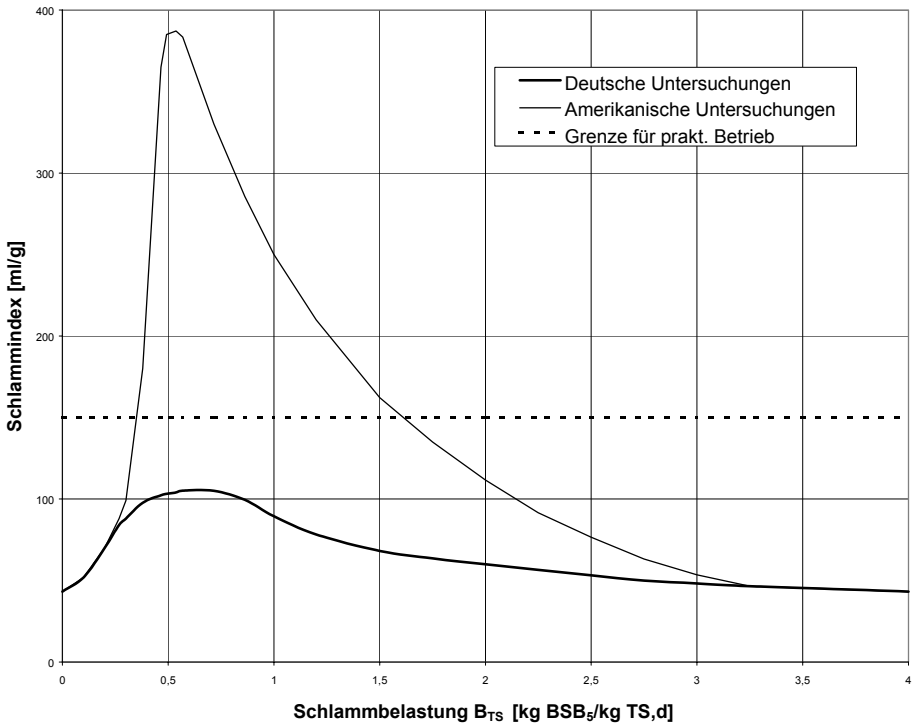


Abbildung 2: Schlammindex in Abhängigkeit von der Schlammbelastung, ATV (1969)

Bei zweistufigen Anlagen kann dieser kritische Bereich umgangen werden. Die erste Stufe liegt über dieser kritischen Schlammbelastung; die zweite Nitrifikationsstufe liegt deutlich darunter. Beispiele für solche positiven

Erfahrungen mit zweistufigen Anlagen sind von AB- und Hybridanlagen (DORNHOFER 1995; MATSCHÉ et.al 1992; MATSCHÈ, GAMPERER 1996) bekannt.

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

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.

Erfahrungen aus Süd-Afrika zeigten, daß bei Gewährung eines freien Oberflächenabflusses in der gesamten Anlage es zu keiner Anreicherung von Schwimmschlamm kam, wenn der an einer Stelle gesammelte Schwimmschlamm abgezogen und nicht rezirkuliert wurde. Durch die Vermeidung von Tauchwänden etc. wird der Schwimmschlamm nicht in einzelnen Beckenteilen zurückgehalten und an der Oberfläche angereichert, und steht daher für eine permanente Beimpfung der Anlage mit Schwimmschlammorganismen nicht mehr zur Verfügung. Bei Beachtung dieser Grundsätze für die Planung von Anlagen sollte unabhängig von der Qualität des Abwassers und der Art des Reinigungsverfahrens Betriebsprobleme durch Schwimmschlammbildung vermieden werden.

3 Praktische Anwendung von Bekämpfungsmaßnahmen

3.1 Einsatz von Kalk

Über den Einsatz von Kalk in Kombination mit anderen Maßnahmen wurde bereits berichtet (MATSCHÉ 1996). Wegen der Aktualität der Problematik sollen die damaligen Ergebnisse kurz wiedergegeben werden.

3.1.1 Kläranlage Kufstein

Die Kläranlage Kufstein ist eine für 25.000 EGW bemessene Anlage mit einem Trockenwetterzufluß von 6.250 m^3/d. Die Raumbelastung der ersten Ausbaustufe beträgt 0,9 kg BSB_5/m^3.d. Die Anlage hatte ständig mit Blähschlamm zu kämpfen und es konnten nur Abwassermengen < 8.000 m^3/d durchgenommen werden. Ein spezifischer problematischer Indirekteinleiter ist nicht bekannt. Bei Regenwetter mußte ein Großteil des Mischwassers ungereinigt abgeleitet werden, weil es sonst zu einem Schlammabtreiben gekommen wäre. Die Beschickung des Belebungsbeckens erfolgte mit verteilter Abwasserzufuhr über 2/3 der Beckenlänge.

Ursache für die Blähschlammbildung auf der Kläranlage Kufstein war neben der verteilten Abwasserzufuhr auch ein ungünstiger Belastungsbereich eine sehr lange Verweilzeit in der Vorklärung sowie eine lange Verweilzeit des Schlammes in der Nachklärung. Zur Bekämpfung von Blähschlamm wurde zunächst die Zugabe von Kalkhydrat (300 bis 500 kg/d) eingesetzt. Diese Maßnahme war jedoch nicht immer wirksam. Um das Durchflußverhalten der Anlage zu ändern und von einem Becken mit vollständiger Durchmischung ein Becken mit Pfropfenströmung zu erhalten, wurde zunächst auf „Vor-Kopf“ Beschickung umgestellte. Die Anfangswirkung dieser Maßnahme war sehr erfolgsversprechend und konnte auch mikroskopisch gut dokumentiert werden. Die Fadenbakterien zwischen den Flocken zogen sich weitgehend auf die Flocken zurück und bildeten dort die Basis für einen gut flockenden Bakterienaufwuchs.

Die Abwasserverdünnung zufolge Schneeschmelze führte jedoch wieder zu Blähschlamm. Um das Durchflußverhalten nachhaltig zu beeinflussen, wurde durch den Einbau einer leichten Trennwand ein Selektor mit ca. 10% des

Beckeninhaltes geschaffen. Durch den Einsatz des Selektors konnte der Schlammindex von im Jahresmittel 150 ml/g auf 90 ml/g gesenkt werden. Mit Verminderung des Schlammindex kam es auch zu einer Verbesserung im Nachklärbecken, wodurch bei Mischwasseranfall bis zum 3-fachen der der Bemessung zugrunde gelegten Trockenwettermenge biologisch gereinigt werden konnte. Kurzzeitige Blähschlammereignisse konnten durch einen kurzfristigen Einsatz von Kalk erfolgreich bekämpft werden. Der Einbau der Trennwände in der Kläranlage Kufstein zur Ausbildung eines Selektor hat sich sehr bewährt. Die erwarteten Verbesserung hinsichtlich des Absetzverhaltens sind weitgehend eingetroffen und eine Ableitung von ungereinigtem Mischwasser war nicht mehr erforderlich. Durch der Einbau des Selektors konnte bei Einsatz von Kalk der Schlammindex innerhalb weniger Tage abgesenkt werden. Ohne Selektor war der Einsatz von Kalk erst nach mehreren Wochen wirksam.

3.1.2 Kläranlage Wiener Neustadt

Die Kläranlage Wiener Neustadt ist für 230.000 EGW bemessen und behandelt ca. 25.000 m^3 Abwasser pro Tag. Mit einer Raumbelastung von ca. 1 kg $BSB_5/m^3.d$ arbeitet sie ebenfalls in einem für die Entwicklung von Blähschlamm besonders kritischen Bereich. In der vergangenen Zeit kam es immer wieder zur Blähschlammprobleme die vor allem durch die Einleitung von Papierfabriksabwasser und - damit zusammenhängend Nährstoffmangel und Überlastung - verursacht wurden. Das Zusammenwirken dieser ungünstigen Faktoren bewirkte zeitweise massive Blähschlammprobleme, die auch durch den Einbau von Selektoren nicht beeinflußt werden konnten. Eine Kombination der verschiedenen Maßnahmen wie Nährstoffzugabe, Einbau eines Selektor in Form einer Holzkonstruktion an der Einlaufseite des Belebungssbeckens sowie vor allem der Verminderung der aus der Papierfabrik stammenden Abwasserbelastung auf das zulässige Maß brachte hier eine deutliche Verbesserung des Schlammindex. Kurzzeitiges Auftreten einer massiven Blähschlammbildung konnte auch in der Fall Kläranlage Wiener Neustadt durch Schockkalkung beherrscht werden. Seit Inbetriebnahme einer biologischen Vorbehandlungsmaßnahmen für die Papierfabriksabwasser sind keine Betriebsprobleme durch Blähschlamm mehr aufgetreten.

3.1.3 Kläranlage Firma Ozean

Die Behandlung von Abwässern aus der Herstellung von Fischkonserven kann zu extremen Blähschlammproblemen führen. Solche Probleme wurden beim Betrieb der Kläranlage der Firma Ozean in Gallbrunn beobachtet. In einem mehrjährigen Sanierungskonzept wurde zunächst die verstärkte Zugabe von Eisensalzen zur Simultanfällung sowie bei extremen Problemen die Anwendung von Chlor durchgeführt. Eine nachhaltige Verbesserung konnte jedoch in diesem Fall erst durch Einrichtung eines Selektors mit gleichzeitiger Anwendung von Kalk und der kontinuierlichen Zugabe von organischen Flockungsmitteln beim Zulauf zum Nachklärbecken erreicht werden. Auch dieses Beispiel zeigt, daß häufig nur eine Kombination verschiedener Bekämpfungsmaßnahmen zu einer nachhaltigen Verbesserung der Schlammabsetzeigenschaften führt.

3.1.4 Kläranlage Zuckerfabrik Leopoldsdorf

Die Kläranlage der Zuckerfabrik Leopoldsdorf war eine der ersten Großanlagen, auf der die Selektortechnik erprobt wurde (KROISS, 1984). Mit einem Volumen von 400 m^3 des Selektors und 16.000 m^3 des Belebungsbecken handelte es sich um einen extrem hoch belasteten Selektor der im Falle von frischem Zuckerabwasser seine volle Wirksamkeit hinsichtlich Schlammqualität auch bei unzureichender Sauerstoffversorgung erfüllte. Gegen Kampagnenende treten jedoch zufolge der langen Lagerzeit der Rüben schwer abbaubare Verbindungen im Abwasser auf, die in der kurzen Kontaktzeit im Selektor bei Sauerstoffmangel nicht aus der Lösung entfernt werden können. Abhängig von dem Witterungsbedingungen und von der Kampagnedauer kam es daher zur Bildung von Blähschlamm in der Anlage, der zu einem Schlammabtrieb und einer massiven Verunreinigung des Vorfluters führte.

Zur Bekämpfung wurde eine Schädigung der Fadenbakterien (021N) durch Kalkung vorgenommen, wobei über 8 Stunden im Selektor ein pH-Wert von 11 - 12 eingehalten wurde. Im Belebungsbecken II wurde dabei ein pH-Wert von 8,5 - 9 gemessen. Neben einer drastischen Senkung des Schlammindex von 250 ml/g auf 55 ml/g wurde auch eine Verminderung der Atmung von 270 auf 155 mg O_2/l.d bewirkt. Davon ausgelöst kam es auch zu einer Verschlechterung der Ablaufqualität über mehrere Tage, wie das allgemein bei Anwendung von Chemikalien zur Schädigung von Blähschlammorganismen erwarten werden muß. Bei der Anwendung solcher Bekämpfungsmaßnahmen muß abgewogen

werden, was zu einer geringeren Belastung der Gewässer führt: Schlammabtrieb und Beeinträchtigung des gesamten Kläranlagenbetriebes bzw. Anwendung von Kalk, Verschlechterung der Ablaufqualität über einige Tagen aber verbunden mit einer mittelfristigen Sanierung der Schlammqualität.

Ausgehend von den bisherigen Erfahrungen mit der Anwendung des Selektors bei Zuckerfabriksabwasser kann gefolgert werden, daß neben einer ausreichenden Dosierung von Nährstoffen auch eine ausreichende Versorgung mit Sauerstoff im Selektor für einer Vermeidung von Blähschlamm gegeben sein muß (PRENDL, 1995).

3.1.5 Kläranlage Feldkirch

Die Kläranlage Feldkirch ist für 200.000 EGW bemessen und reinigt das kommunale Abwasser (25.000m³/d) der Region, in der eine Reihe von Betrieben der Lebensmittel-, Papier- und Textilindustrie angesiedelt sind. Das vorgeklärte Abwasser wird in zwei Belebungsbecken (je 7.500m³, Belüftung mit Mammutrotoren) und zwei Nachklärbecken (Durchmesser 46m) gereinigt. Wegen zeitweiser Überlastung der Anlage und akutem Sauerstoffmangel in der Belebung kam es im Sommer 1997 zu einer ausgeprägten Blähschlammbildung, die im September zeitweise zu massivem Schlammabtreiben führte. Die zunächst versuchte erhöhte Zugabe von Fällungschemikalien zur Simultanfällung (Mischung Eisen - Aluminium) brachte keine Verbesserung der Situation. Daher wurde Mitte Oktober eine Stoßkalkung vorgenommen. Innerhalb von 12 Stunden wurden 40 t Kalkhydrat in den Pumpensumpf des Rücklaufschlammpumpwerkes zugegeben, wobei getrachtet wurde, im Rücklaufschlamm einen pH-Wert von ca. pH 11 einzustellen. In den beiden Belebungsbecken erhöhte sich der pH-Wert auf ca. pH 10. Die an den Tagen vor der Kalkung erhobenen Indexwerte vom z.T. über 2.000 verringerten sich schlagartig ca. 200-250 ml/g, wodurch unmittelbar eine Verbesserung der Ablaufqualität eintrat. Waren im Ablauf vor der Kalkung z.T. CSB-Werte in der Größenordnung der Zulauf-Werte, verursacht durch Schlammabtrieb, festgestellt worden, so war bereits am zweiten Tag nach der Fällung ein Ablaufwert von 17mg/l erreicht.

Als weitere Ursachen für den massiven Blähschlamm wurden die lange Verweilzeit und der unzureichende Schlammabzug im Vorklärbecken diagnostiziert. Erst nach Außerbetriebnahme eines der beiden Vorklärbecken

konnte der Schlammindex auf Werte um 200 ml/g stabilisiert werden. Gleichzeitig konnte durch verringerung der Zulauffracht eine gewisse Entspannung der Sauerstoffsituation erreicht werden. Derzeit erfolgt ein Einbau eines Reinsauerstoffzusatzbelüftungaggregates zur Abdeckung der Bedarfsspitzen bei hoher Belastung. Die Wirtschaftlichkeit einer solchen zusätzlichen Sauerstoffversorgung wird bei KROISS (1998) behandelt.

3.2 Einsatz von Talk

Das Auftreten von Blähschlamm erfordert oft kurzfristige Maßnahmen, um das massive Abtreiben von Schlamm aus der Nachklärung vermeiden zu können. Die Verfahren mit Schädigung der Fadenbakterien- früher Chlorung, heute pH-Anhebung durch Kalkdosierung - bewirken neben einer Schädigung der Fadenbakterien auch eine Verschlechterung der Ablaufqualität über einige Tage. Die Anwendung von Talk-Mehl zur Bekämpfung von Blähschlamm stellt hierzu eine alternative Bekämpfungsmethode dar, bei der kurzfristig ohne Ablaufverschlechterung eine Blähschlammbekämpfung durchgeführt werden kann.

Um die Wirksamkeit dieser Methode zu überprüfen wurden vom Institut auf der Kläranlage des Flughafens Schwechat umfangreiche Untersuchungen mit Talk durchgeführt. Nach Laborversuchen zur Ermittlung der Sinkgeschwindigkeit kamen unterschiedliche Zusatzmengen von Talk im praktischen Betrieb zur Anwendung. Dabei wurde die zugegebene Menge von 10% auf bis zu 50% der vorhandenen Schlammenge gesteigert. Um die Wirkung von Talk besser vergleichen zu können, erfolgte die Zugabe nur in einer der beiden Straßen der Anlage. Der Schlamm der Kläranlage wies nur eine mittlere Fädigkeit auf. Der hohe Schlammindex von z.T. über 200 ml/g war hauptsächlich durch die lockere Struktur der Flocken bedingt. Dies dürfte auch der Grund für die vergleichsweise geringe Verbesserung des Schlammindex - auch bei der hoher Dosierung - gewesen sein. Eine Veränderung der Schlammstruktur konnte nicht erzielt werden. Da es auf dieser Kläranlage aber keine Betriebsschwierigkeiten durch den Abtrieb von Schlamm gibt, waren die geringfügigen Verbesserungen der Schlammqualität durch die Talkzugabe nicht ausreichend, um einen langfristigen Einsatz des Präparates zu rechtfertigen.

Ganz anders liegen die Verhältnisse bei einem durch Fadenorganismen verursachten extremen Blähschlamm für eine Kleinkläranlage in Salzerbad.

Diese für 200 EGW bemessene Anlage hatte zum Beginn der Untersuchungen in beiden Stufen extremen Blähschlamm mit massivem Schlammabtrieb aus der ersten und zweiten Stufe. Schon die Vorversuche im Labor zeigten eine signifikante Wirksamkeit der Zugabe von Talk. Die daraufhin erfolgte Dosierung von 25 kg Talk in der Anlage aufgeteilt auf beide Stufen zeigte einen unmittelbaren Erfolg, der vor allem in der zweiten Stufen sofort zu einer deutlichen Ablaufverbesserung (kein Schlammabtrieb mehr) und eine Erreichung einer stabilen Nitrifikation mit NH_4-N Ablaufwerten unter 5 mg/l führte.

Die Verbesserung der Sinkgeschwindigkeit und des Eindickverhaltens brachte eine nachhaltige Verbesserung des Anlagenbetriebes mit sich. Dadurch konnten Ergebnisse aus Dänemark und Holland über die Anwendung dieses Produktes in kommunalen Anlagen mit Blähschlammproblemen bestätigt werden. Da der Einsatz von Talk weder gefährlich noch kompliziert ist, kann bei akuten Blähschlammproblemen eine Zugabe in das Belebungsbecken durch das Betriebspersonal kurzfristig zu einer Sanierung führen. Es muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß insbesondere bei höheren Dosierungen von > 50% bezogen auf die in der Anlage vorhandene Menge an Belebtschlamm ein erhöhter Überschußschlammanfall bewältigt werden muß (FENZ, 1997).

Bei der Kläranlage der Stadtgemeinde Weiz wurde auf einer der beiden Straßen ebenfalls der Einsatz von Talk überprüft. Die bei den Voruntersuchungen festgestellten Verbesserungen der Absetz- und Eindickeigenschaften des Schlammes wurden im Betrieb bestätigt. Bei 50% Talkgehalt wurde eine 60%ige Erhöhung der Sinkgeschwindigkeit und eine 30%ige Reduktion des Schlammindex im Vergleich zur talkfreien Straße registriert. Auch die Schlammspiegelhöhe in der Nachklärung wurde in der Straße, in der Talk zu dosiert wurde, deutlich verringert. Bei der Beurteilung der Schlammstruktur bei der mikroskopischen Beurteilung der Schlammstruktur konnte aber keine Veränderung durch die Talkzugabe nachgewiesen werden. Die Oberflächenbeschickung qA ($m^3/m^2.h$) der Nachklärung war ausreichend gering, so daß es während der Versuchszeit, trotz des ungünstigen Schlammindex (ISV= 200-250 ml/g), auch ohne Talkzugabe zu keinem nennenswerten Flockenabtrieb kam. Eine Verbesserung der Reinigungsleistung war daher nicht zu erwarten. Anhand des oTS/TS-Verhältnisses im Belebtschlamm aber auch in Proben, die vom Nachklärbeckenboden entnommen wurden, konnte nachgewiesen werden,

daß die zugegebene Talkmenge wirklich in den Schlamm eingelagert wurde und daß es während des Eindickvorgangs im Nachklärbecken zu keiner Entmischung von Schlamm und Talk kam.

Die Ergebnisse zeigen deutlich, daß die Talkzugabe in erster Linie die Absetzgeschwindigkeit der Schlammflocke erhöht, indem durch die Erhöhung des mineralischen Anteils die Dichte der Flocke erhöht wird. Auffällig war auch die Reduzierung der Flockungszeit durch die Talkzugabe.

Durch die Verbesserung der Eindickeigenschaften und des damit möglichen erhöhten Feststoffgehaltes in der Belebung kann das Schlammalter deutlich erhöht werden. Bei Kläranlagen, deren Schlammalter für eine stabile Nitrifikation im Winter gerade nicht reicht, kann die Talkzugabe daher ein effizientes Hilfsmittel sein um ein ausreichendes Schlammalter über einen gewissen Zeitraum zu erreichen.

Eine direkte Wirkung der Talkzugabe auf die Schlammstruktur (indem z.B. die Talkteilchen als Aufwuchsfläche dienen) konnte nicht beobachtet werden. Eine Verringerung der fadenförmigen Bakterien und damit eine Verbesserung der Schlammstruktur ist daher nur zu erwarten, wenn die Ursachen der Blähschlammbildung (wie z.B. zu lange Aufenthaltszeit in der Nachklärung) aufgehoben werden.

Es konnte weiters gezeigt werden, daß die Ergebnisse von Standversuchen im Labormaßstab (1 l Standzylinder) gut auf Betriebsverhältnisse übertragbar sind, so daß die Höhe der erforderlichen Talkdosierung (50 bis 100%) im Vorhinein abgeschätzt werden kann. Die Dosierung muß immer auf den Gesamtschlammgehalt (BB + NB) bezogen werden. Rasche Hilfe bei Schlammabtrieb ist nur durch rasche hohe Dosierung zu erreichen.

Vor allem bei Kläranlagen, die zu bestimmten Zeiten des Jahres mit Schlammabtrieb zu kämpfen haben (z.B. während der Weinlese) dürfte der Talkeinsatz eine sehr hilfreiche Maßnahme sein. Man wird im Einzelfall prüfen müssen, ob der Talkeinsatz billiger ist als andere (z.B. konstruktive) Maßnahmen. Wichtig sind jedenfalls geeignete Dosiereinrichtungen und eine gute Logistik um im Bedarfsfall rasch als „Blähschlammfeuerwehr“ reagieren zu können.

Bei allen Blähschlammereignissen, die zu Schlammabtrieb führen, kann nach den vorliegenden Ergebnissen eine sofortige Verbesserung bezüglich Schlammabtreiben und Stabilisierung des Schlammhaushaltes erwartet werden ohne daß eine Beeinträchtigung der Reinigungsleistung durch Chemikalien erforderlich ist.

3.3 Einsatz von Selektoren in der Zuckerindustrie

Beispielhaft für die Wirkung eines aeroben Selektors bei der Anwendung für Zuckerfabriksabwasser sollen die Ergebnisse aus der BARA Hohenau angeführt werden (PRENDL 1997).

Aus der CSB-Bilanz über den Selektor wie über die gesamte Anlage ergibt sich, daß im Selektor nur ein kleiner Teil des eliminierten CSB tatsächlich abgebaut wird. Der überwiegende Teil des gelösten leicht abbaubaren Substrates wird wahrscheinlich zellintern gespeichert. Als Beispiel wird die CSB-Bilanz der BARA der Zuckerfabrik Hohenau (Abbildung 3) für einen annähernd stationären Betriebszustand im November und Dezember 1995 mit einer Bilanzierungsdauer von 40 Tagen angeführt.

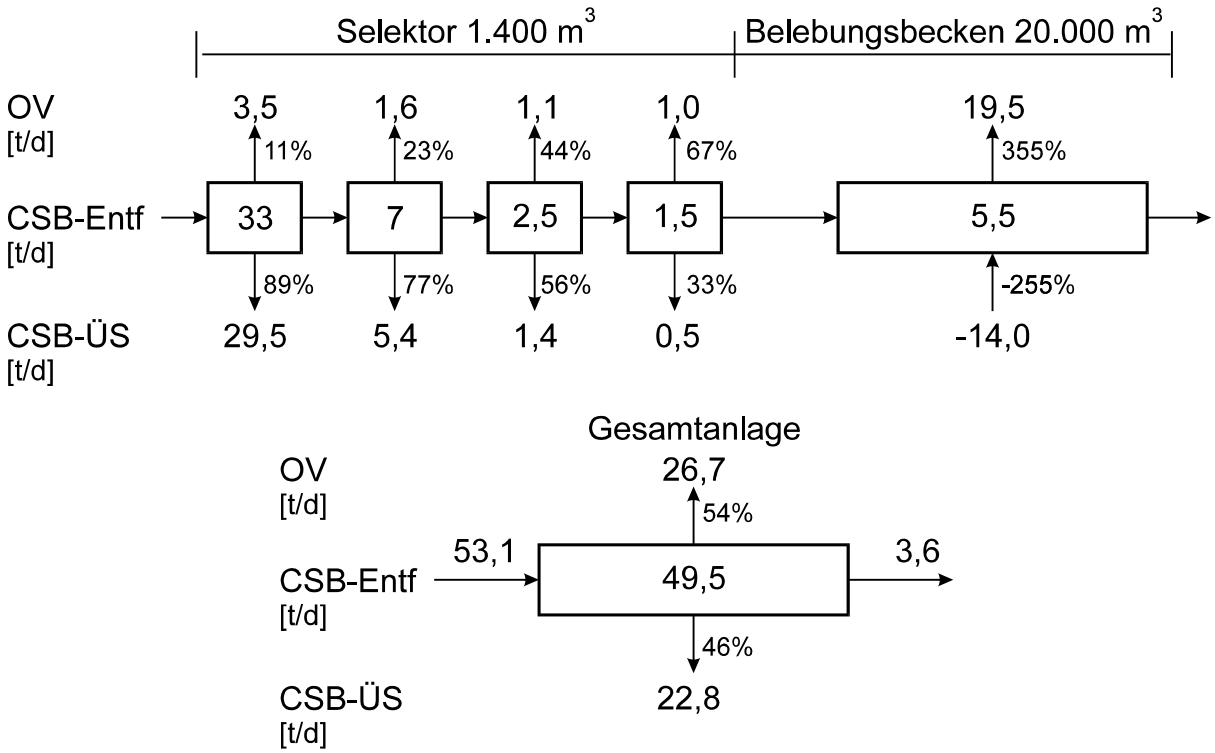


Abbildung 3: CSB-Bilanz der BARA Hohenau November bis Dezember 1995

Anhand des Stickstoffverbrauches im Selektor kann man abschätzen, daß die Bakterien ihren Baustoffwechsel im Selektor gegenüber dem Belebungsbecken nicht wesentlich beschleunigen, und nur 15 bis 20 % des im Selektor entfernten Substrates über Wachstumsvorgänge abgebaut werden (PRENDL 1997).

Die zellinterne Speicherung von leicht abbaubarem Substrat erfolgt z.B. in Form von Polyhydroxybuttersäure (PHB) bzw. Glycogen als internen Substratspeicher. Die zur Speicherung fähigen Bakterien haben in Regimen mit zyklischem Wechsel zwischen Substratüberschuß und Substratmangel (z.B. Anlagen mit Selektor oder SBR-Anlagen) einen großen Vorteil, und verdrängen die nicht zur Speicherung fähigen Bakterien. Die Speicherung kann unter anaeroben, anoxischen und aeroben Bedingungen erfolgen. Die Energie für die Speicherung des gelösten CSB in der Zelle wird durch Oxidation eines kleinen Teiles des gelösten CSB unter aeroben oder anoxischen Bedingungen gewonnen. Beim anaeroben Selektor wird die Energie durch Hydrolyse von Polyphosphat gewonnen. Das bedeutet aber nicht, daß jede zur Speicherung fähige Art unabhängig von der Sauerstoffversorgung Substrat speichern kann.

Der spezifische Sauerstoffbedarf für die Elimination des gelösten leicht abbaubaren Substrates im Selektor aus der flüssigen Phase ist ein Maß für den Energiebedarf zur Umsetzung des im Abwasser enthaltenen leicht abbaubaren Substrates in zellinterne Speicherstoffe.

Bei den Untersuchungen in Leopoldsdorf bei einer Belebungsbeckentemperatur von ca. 18 °C wurde festgestellt, daß bei einem Schlammalter unter 5 Tagen oder einer CSB-Schlammbelastung über 0,3 bis 0,4 kg CSB/(kg.d) im Selektor keine Substratelimination durch Speicherung auftritt. Dagegen wurde in Hohenau bei einer Belebungsbeckentemperatur von ca. 28 °C und sonst vergleichbaren Verhältnissen erst bei einer Schlammbelastung über 0,5 kg CSB/(kg.d) und einem Schlammalter unter 4 Tagen eine Verringerung der Speicherung im Selektor festgestellt. Nach den Untersuchungen von DOHANYSOS *et al.* (1971) erreicht die Speicherkapazität bei einem Schlammalter von ca. 10 Tagen ihren Höhepunkt. Bei einem Schlammalter unter 5 Tagen nimmt die Speicherkapazität sehr rasch ab.

Die zellinterne Substratspeicherung unter aeroben Bedingungen ist unabhängig von der Verfügbarkeit von Stickstoff. Für den Abbau des Speicherstoffe ist eine ausreichende Stickstoff- und Phosphorversorgung unerläßlich. Bei Stickstoff-

oder Phosphormangel kann der Speicher nicht abgebaut werden und der Selektor verliert wie bei zu geringem Schlammalter bzw. zu hoher Schlammbelastung an Wirksamkeit.

Belebtschlamm, der an den zyklischen Wechsel von Substratüberschuß und Substratmangel nicht adaptiert ist, zeigt kein ausgeprägtes Speicherverhalten. Wird eine Belebungsanlage durch einen Selektor ergänzt, dauert es 1 bis 2 Schlammalter, bis der Belebtschlamm ausgeprägte Speichereigenschaften entwickelt. Bakterien, die effektiv Substrat speichern können, haben bei zyklischem Wechsel von Substratüberschuß und Substratmangel einen bevorzugten Zugang zum verfügbaren Substrat und reichern sich in einem Selektorsystem an.

Die Substratelimination durch Speicherung läuft bei einem Belebtschlamm mit guten Speichereigenschaften ca. 3 bis 10 mal schneller ab als der Abbau des Substrates bei maximaler Wachstumsrate.

3.4 Enzympräparate

Der Fettgehalt von Abwasser liegt üblicherweise im Bereich von 20-50 mg/l und überschreitet nur selten 100 mg/l. Belebtschlammbiozönosen adaptieren sich an Schwankungen der Abwasserzusammensetzung. Diese Adaptierung kann jedoch unter bestimmten Umständen so lange benötigen, daß es zwischenzeitlich zu Betriebsproblemen auf der Anlage kommen kann. Mit der Anwendung von biologischen Zusatzstoffen wurde nun versucht, die erforderliche Adaptationszeit für die Entwicklung adaptierter Mikoorganismenpopulationen herabzusetzen. Solche biologischen Zusatzstoffe sollen im Falle der Anwesenheit von Fetten im Abwasser nach den Angaben der Hersteller nicht nur zu einem Abbau von Fett, sondern auch zu einer Verminderung der mit dem Fett auftretenden Betriebsprobleme wie der Schaumbildung führen.

Die Anwendung eines solchen Bakterien-Enzympräparates (BE-Präparat), das bereits mehrfach im Abwasserbereich eingesetzt wurde, wurden verschiedene Versuchen im Labormaßstab und beim praktischen Einsatz auf Kläranlagen durchgeführt (FRANZ et.al 1996).

Durch Zugabe von Bakterien-Enzympräparaten konnte die Fähigkeit von belebten Schlämmen hinsichtlich des Abbaues von Fetten in Laborversuchen

nicht signifikant gesteigert werden. Nur bei extremer Belastung des Abwassers mit Fett konnte ein positiver Einfluß solcher Präparate beobachtet werden. Auch bei Langzeitversuchen im Labor konnte eine Zugabe eines solchen Präparates keine Steigerung des Fettabbaues gegenüber Versuchen ohne Zugabe beobachtet werden. Auch die Schaumbildung während dieser Versuche konnte nicht beeinflußt werden.

Die Anwendung unter technischen Bedingungen auf zwei Kläranlagen konnte ebenfalls die Schaumbildung durch einen erhöhten Fettgehalt des Abwassers nicht wesentlich beeinflussen. Auf der Kläranlage Bruck a.d. Leitha, einer Anlage mit Behandlung von fetthältigem Industrieabwasser trat unter dem Einfluß der BE-Präparatzugabe eine Verschiebung der mikrobiellen Zusammensetzung von überwiegend *Nocardia* zu *Microthrix parvicella* auf. Diese mikrobielle Änderung hatte jedoch keinen Einfluß auf die massive Schaumproblematik.

Auf der Kläranlage Klosterneuburg konnte die Bildung von Schaum und dessen Abtreiben mit dem Ablauf ebenfalls durch den Einsatz des BE-Produktes nicht verhindert werden. Bei einem massiven Schaumereignis auf der zweistraßigen Anlage war sogar die Schaumbildung auf der Anlagenhälfte mit Präparatdosierung ausgeprägter als in der Anlagenhälfte ohne Dosierung.

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, daß die Einführung jeglicher Art von Zusatzstoffen zu biologischen Kläranlagen sorgfältig unter Laborbedingungen und im technischen Einsatz überprüft werden sollte. Dies muß in Hinblick auf die Wirksamkeit solcher Produkte im praktischen Einsatz erfolgen und die oft optimistischen Angaben der Hersteller bei der Vermarktung solcher Produkte relativieren.

4 Literatur

ANDREASEN K., NIELSEN P.H. In situ charakterization of substrate uptake by M. parvicella using microautoradiographie; Proc 2nd int. Conf. on Microorganisms in Activated Sludge. July 1997 Berkeley/USA

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

CASEY, T.G., et. al.: A hypothesis for the cause and control of anoxic - aerobic filament bulking. Wat. Sci. Technol 29/7, 203-212 (1994)

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

CHUDOBA P., CASSIN P., PUJOL R., Industrial Experience with the Utilization of powdered Clay in Activated Sludge Processes, Berichte aus Wassergüte und Abfallwirtschaft TU-München (1995) Band 122, 71-86

DORNHOFER, K.: Studie über Anpassung der KA Waidhofen/Ybbs an den Stand der Technik. Institutsbericht (unveröffentlicht) (1995)

DOHANYOS M., GRAU P., CHUDOBA J.: Kinetic assessment of glucose removal and saccharide accumulation capacities in activated sludge, Wat.Poll.Res. Ed. S. H. Jenkins, Pergamon Press, Oxford, II-3/1 - II-3/7 (1971)

EIKELBOOM D.H.: Biosorption and prevention of bulking sludge by means of a high floc loading, Bulking of acivated sludge, Ellis Horwood WRC Ltd., Chichester, 90-104 (1982)

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

EIKELBOOM, D.H., A. ANDREADAKIS, K. ANDREASEN : Survey of the filamentous population in nutrient removal plants in four European Contries. Proc 2nd int. Conf. on Microorganisms in Activated Sludge. July 1997 Berkeley/USA

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

FENZ R. (1997) siehe KROISS et.al (1997)

FRANZ A., REZAI S., MATSCHÉ N., Bekämpfung von Schwimmschlamm und Schaum mit Bakterienpräparaten VSA / ATV Fachtagung September 1996, Basel CH

FRANZ A. Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter. Wiener Mitteilungen (1997) Band 140

JENKINS, D., RICHARD, M.G., DEIGGER, G.T.: Manual on the causes and control of activated sludge bulking. Lewis Publishers, Chelsea, Michigan (1993)

KNOOP S., KUNST S. Influence of temperature and sludge-loading on M. parvicella.; Proc 2nd int. Conf. on Microorganisms in Activated Sludge. July 1997 Berkeley/USA

KROISS H., FENZ R., PRENDL L. Behandlung von Industrieabwasser am Beispiel der Zuckerindustrie Wiener Mitteilungen (1997) Band 141, 187-217

KROISS H. Chemikalieneinsatz bei der biologischen Abwasserreinigung, Wiener Mitteilung (1998) Band 145

LEMMER H. Biologische Ursachen von Schaum und Schwimmschlamm in Belebungsanlagen. in: Lemmer/Griebe/Flemming (Hrsg.) Ökologie der Abwasserorganismen, Springer (1996)

LEMMER H., LIND G. Biologische Charakterisierung von Schäumen in Belebungsanlagen, gwf - Wasser Abwasser **139** (1998) 1-6

MATSCHÉ, N.: Control of bulking sludge. - practical experiences in Austria. Wat. Sci. Technol. 14, 311 (1982)

MATSCHÈ N., GAMPERER T. Ausbau vorhandener Abwasserbehandlungsanlagen zu zweistufigen Anlagen mit Nährstoffelimination, Darmstadt (1996)

MATSCHÉ, N., PRENDL, L., GUAN, L.: Kläranlage Admont. Wiener Mitteilungen Bd 100, (1992)

MATSCHÉ N., Indirekteinleitungen und Blähschlammbildung, Wiener Mitteilungen (1996) Band 129, 159-182

PRENDL L. (1997) Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung, Wiener Mitteilungen Band 139

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)

SCHWARZER, H., REUSS, N., SCHINDLER, W.: Blähschlammbekämpfung mit H202. Korr. Abw. 27, 834-837 (1980)

SLIJKHUIS H. The physiologie of Microthrix parvicella Dissertation Landbouwhogeschool Wageningen Niederlande 1983

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

WAGNER M. AMANN R. Die Anwendung von in-situ Hybridisierungssonden .. .. .. in: Lemmer/Griebe/Flemming (Hrsg.) Ökologie der Abwasserorganismen, Springer (1996)

Prof. Dipl.Ing. Dr. Norbert Matsché
Mag. Norbert Kreuzinger

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien

Karlsplatz 13
A-1040 Wien

Tel: 01 / 58801 - 3140
Fax: 01 / 504 21 57
Mail nmatsche@iwag.tuwien.ac.at
norbkreu@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 179 - 203
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Aspekte der Gestaltung von Belebungsbecken

L. Prendl

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

1 Einleitung

Seit der Entwicklung des Belebungsverfahrens wurden zahlreiche unterschiedliche Bauformen für Belebungsbecken ausgeführt. Die Ursache der mannigfaltigen Gestaltungsweisen von Belebungsbecken liegen in der großen Anzahl an Faktoren; die auf die Gestaltung von Belebungsbecken Einfluß haben. Es kann hier zwischen bautechnischen (herstellungstechnischen) und verfahrenstechnischen Aspekten unterschieden werden. Bautechnische Einflußfaktoren auf die Gestaltung von Belebungsbecken sind Baugrundverhältnisse, höhenmäßige Anordnung der gesamten Kläranlage oder verfügbare Belüftungssysteme, um hier nur die wichtigsten anzuführen. Dazu kommen noch zum Teil durch subjektive Entscheidungen getragene Faktoren wie die Auswahl des Baumaterials für das Becken. Bei uns werden im kommunalen Bereich Belebungsbecken fast ausschließlich in Betonbauweise möglichst weit in den Untergrund versenkt ausgeführt. Bei Industrieläranlagen findet man relativ häufig Belebungsbecken in Stahlbauweise. Ein hoher zylindrischer Stahlbehälter paßt eben in das Bild einer Industrieanlage, bei einer frei in der Landschaft stehenden kommunalen Kläranlage wird diese Bauform wenig Akzeptanz finden.

Die bisher erwähnten Aspekte sind jedoch nur Randbedingungen, die bei der verfahrenstechnischen Gestaltung mitberücksichtigt werden müssen. Die verfahrenstechnische Gestaltung von Belebungsbecken steht in direktem Zusammenhang mit dem geforderten Reinigungsergebnis. Beispielsweise ergeben sich für die Kläranlage eines Industriebetriebes mit unzureichendem Stickstoff- und Phosporangebot für das Wachstum des Belebtschlammes ganz andere verfahrenstechnische Gestaltungskriterien für das Belebungsbecken wie für eine kommunale Kläranlage mit weitgehender Stickstoffentfernung und biologischer Phosphorentfernung.

2 Anforderungen an das Belebungsbecken

2.1 Milieubedingungen zur Erreichung der gewünschten Reinigungsprozesse

Das Belebungsbecken stellt gemeinsam mit dem Nachklärbecken (Schlammabtrennung) das Kernstück jeder Abwasserreinigungsanlage nach dem Belebtschlammverfahren dar. Die Entfernung der Abwasserinhaltsstoffe erfolgt vorwiegend durch biologische Prozesse, wobei Kohlenstoff-, Stickstoff-, und Phosphorquellen durch die den Belebtschlamm bildenden Bakterien in vielseitiger Weise für den Bau- und Energiestoffwechsel genutzt werden. Für den Ablauf der gewünschten Reinigungsprozesse sind verschiedene Milieubedingungen erforderlich. Es werden in der Folge die im Belebungsbecken ablaufenden biologischen Prozesse stark vereinfacht beschrieben, um auf die Randbedingungen zur Erreichung dieser Abbauprozesse hinzuweisen. Für die genauere Beschreibung der biologischen Prozesse wird an dieser Stelle auf die Literatur, z.B. MATSCHE (1990), NOWAK und SVARDAL (1990), LEMMER et al. (1996), MUDRACK und KUNST (1988), verwiesen.

Die Entfernung der Kohlenstoffverbindungen (BSB_5, CSB) erfolgt hauptsächlich durch aeroben Abbau, dabei wird von den Bakterien ein Teil der Kohlenstoffverbindungen für den Aufbau neuer Bakterienmasse verwendet und ein Teil wird veratmet (zu CO_2 oxidiert), um daraus die für den Bau- und Betriebsstoffwechsel erforderliche Energie zu gewinnen. Für die **Kohlenstoffentfernung** ist daher **Sauerstoffzufuhr** und eine ausreichende **Mischung** erforderlich, damit der Belebtschlamm mit den Abwasserinhaltsstoffen und dem im Wasser gelösten Sauerstoff in Kontakt kommen kann.

Die **Nitrifikation**, die biologische Oxidation von Ammonium über den Zwischenschritt des Nitrits zum Nitrat, erfordert ebenfalls **aerobe Bedingungen** und ausreichende **Mischung.** Kohlenstoffentfernung und Nitrifikation laufen unter aeroben Bedingungen nebeneinander ab.

Bei der **Denitrifikation,** einer Form des Kohlenstoffabbaues, wird Nitrat zu gasförmigem Stickstoff reduziert. Die meisten heterotrophen Bakterien sind in

der Lage; Nitrat als „Sauerstoffquelle“ zu nutzen. Bei Verwertung von Nitrat ist der Energiegewinn für die heterotrophen Organismen kleiner als bei Verwertung von gelöstem Sauerstoff. Die Denitrifikation erfolgt daher nur, wenn kein gelöster Sauerstoff verfügbar ist. Im Weiteren muß ein Sauerstoffbedarf durch Anwesenheit einer verfügbaren Kohlenstoffquelle induziert werden. Für die **Denitrifikation** ist **Mischung** von Belebtschlamm bei **Anwesenheit von Nitrat** und einer **abbaubaren Kohlenstoffquelle** unter **Abwesenheit von gelöstem Sauerstoff** erforderlich.

Die vermehrte biologische Phosphorentfernung erfolgt unter aeroben Bedingungen, wobei ein Teil der durch Veratmen von Kohlenstoff gewonnenen Energie in Form von Polyphosphaten von den Bakterien gespeichert wird. Unter anaeroben Bedingungen sind diese Bakterien in der Lage unter Verwendung der gespeicherten Energie und Abgabe von Phosphor einen zellinternen Kohlenstoffspeicher anzulegen; und haben damit einen bevorzugten Zugang zum Substrat. Wird Belebtschlamm dem zyklischen Wechsel von aeroben und anaeroben Bedingungen ausgesetzt, können Bakterien, die zu diesem Speichermechanismus fähig sind, bevorzugt wachsen und reichern sich im Belebtschlamm an. Für die Induzierung der **vermehrten biologischen Phosphorentfernung** ist daher eine **Mischung** des Belebtschlammes in einer **anaeroben Zone** bei Anwesenheit einer **verfügbaren Kohlenstoffquelle** erforderlich.

2.2 Allgemeine Anforderungen an die Gestaltung von Belebungsbecken

a) Hohe Flexibilität zur Anpassung der Betriebsweise an den Abwasseranfall, die Abwasserbeschaffenheit und die Reinigungsanforderungen

b) Vermeidung von Blähschlamm und Schwimmschlamm

c) Redundanz bei Betriebsstörungen und im Revisionsfall

d) Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen

e) Erweiterbarkeit

f) Vermeidung von Anlagerungen, die Betriebsprobleme verursachen

g) Zugänglichkeit für Wartungsarbeiten

ad. a) Bei der Auslegung einer Belebungsanlage werden im Regelfall, ausgehend von einer gemessenen oder abgeschätzten Belastung und Abwasserbeschaffenheit sowie einer prognostizierten zukünftigen Entwicklung, eines oder mehrere Betriebsszenarien festgelegt. Die bauliche Gestaltung, die maschinelle Ausrüstung und Meß- und Regeltechnik werden dann auf diese Betriebsweisen abgestimmt. Für den baulichen Teil eines Belebungsbeckens wird von einer Nutzungsdauer von ca. 30 Jahren, für den maschinellen Teil von ca. 15 Jahren ausgegangen. Es muß angenommen werden, daß durch geänderte gesetzliche Anforderungen oder durch Veränderungen im Abwasseranfall z.B. durch Neuansiedlung oder Stillegung von Betrieben, Veränderung der Lebensgewohnheiten der Bevölkerung im Einzugsgebiet (Tagesgang, Wochengang, Jahresgang) Betriebs- bzw. Verfahrensvarianten erforderlich sind, die zum Zeitpunkt der Projektierung nicht absehbar sind. Wenn man Anaerobbecken, Selektor, Nitrifikationszone, Denitrifikationszone usw. insgesamt als „Belebungsvolumen“ betrachtet, dann wäre eine ideale Flexibilität dadurch zu erreichen, daß jeder Teil des Belebungsbeckens aerob, anoxisch oder anaerob betrieben werden kann und alle Teilbecken in beliebige Reihenfolge geschaltet werden können. In der Praxis ist die ideale Flexibilität vor allem aus Kostengründen nicht zu erreichen und auch nicht sinnvoll. Es leitet sich jedoch daraus die Forderung ab, mit möglichst einfachen, robusten und dann meist auch kostengünstigen Lösungen viele Freiheitsgrade für den späteren Betrieb offenzulassen.

ad. b) Praktisch alle von Blähschlamm oder Schwimmschlamm verursachten Betriebsprobleme sind durch geeignete Verfahrens- und Betriebsweisen vermeidbar.

ad. c) Bei den heute gültigen gesetzlichen Anforderungen muß auch bei technischen Gebrechen oder im Revisionsfall jederzeit die volle Reinigungsleistung erbracht werden. Das Belebungsvolumen muß daher in Form von mindestens zwei voneinander unabhängig betreibbaren Einzelbecken ausgebildet werden. Die Einhaltung der vollen Reinigungsleistung für Revisions- und Störfälle muß in der klärtechnischen Bemessung nachgewiesen werden.

ad. d) Die Einleitung von aggressiven Industrieabwässern wird bei der Materialwahl von Becken und verbindenden Leitungen immer berücksichtigt. Bei sehr tiefen Belebungsbecken (tiefer 5 m) muß; auch wenn keine besonders aggressiven Abwässer eingeleitet werden; wegen der höheren CO_2-Konzentration mit erhöhter Betonaggressivität gerechnet werden.

ad. e) Die Erweiterung des Belebungsbeckenvolumens durch Errichtung weiterer Becken sollte möglich sein, ohne daß die bauliche Substanz bestehender Becken und der zugehörigen verbindenden Leitungen angegriffen wird.

3 Belüftungssysteme und Beckenformen

3.1 Umlaufbecken

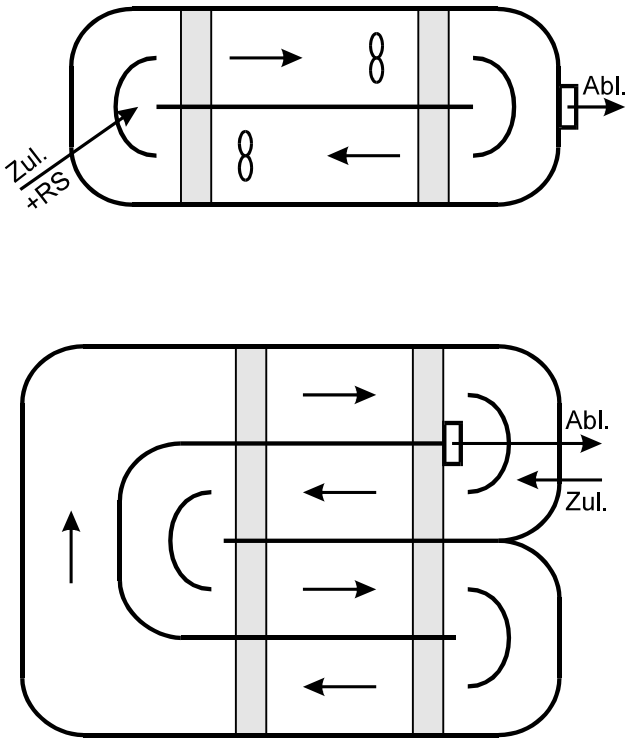


Abbildung 1: Einfaches Umlaufbecken mit Stabwalzenbelüfter

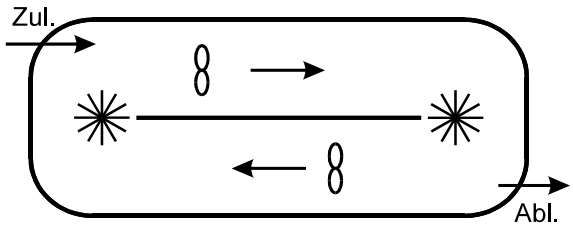


Abbildung 2: Umlaufbecken mit Kreiselbelüfter

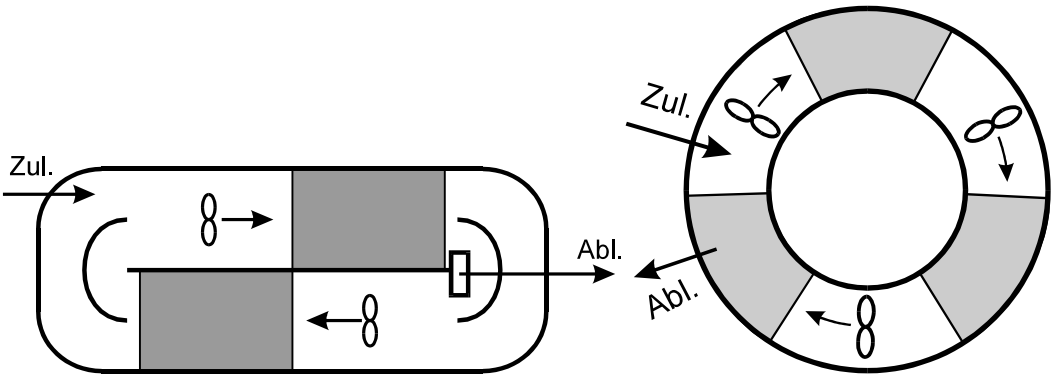


Abbildung 3: Umlaufbecken mit Druckbelüftung

Ein Umlaufbecken kann mit allen gängigen Belüftungssystemen ausgebildet werden. Die Querschnittsabmessungen des Umlaufgrabens müssen auf das Belüftungssystem abgestimmt werden. Stabwalzenbelüfter sind in Längen von 3 m, 4,5 m, 6 m 7,5m und 9 m erhältlich. Bei Einsatz von Walzenbelüftern mit Längen von 7,5 bzw. 9 m ergeben sich beispielsweise Grabenbreiten von ca. 8 m bzw. ca. 10 m. In herkömmlicher Bauart haben Umlaufbecken mit Stabwalzenbelüftern eine Wassertiefe von 2,5 bis 3 m. Die Tendenz geht hier zu größeren Beckentiefen. Bei sorgfältiger Ausbildung von Leit- und Bremswänden ist bis zu einer Beckentiefe von 3,5 m auch in der unteren Beckenzone eine ausreichende Strömung zu erreichen. Bei Umlaufbecken mit Kreiselbelüftern sind ebenfalls Wassertiefen bis 3,5 m zweckmäßig. Es sind auch Umlaufbecken mit Kreisel- oder Stabwalzenbelüftern mit Wassertiefen bis zu 5 m möglich. Zur Aufrechterhaltung einer ausreichenden Umlaufströmung in der unteren Beckenzone sind jedoch zusätzlich Tauchmotor-Propellerrührwerke erforderlich.

Nach FREY (1998) sind Druckbelüftungssysteme bei Einblastiefen von 4 bis 6 m am wirtschaftlichsten. Einblastiefen von 3 bis 4 m und 6 bis 10 m sind ebenfalls möglich, wobei jedoch geringere Sauerstoffertragswerte erreicht werden als im Bereich von 4 bis 6 m. Zur Erreichung einer Umlaufströmung sind Propellerrührwerke erforderlich.

3.2 Volldurchmischte Becken

Volldurchmischte Becken können als Rundbecken oder Rechteckbecken mit Druckbelüftung und vollflächiger Belegung der Beckensohle ausgebildet werden. Eine zweite bewährte Bauform sind quadratische Becken mit Kreiselbelüftung. Für die Beckentiefen gelten die gleichen Aussagen wie für die Umlaufbecken.

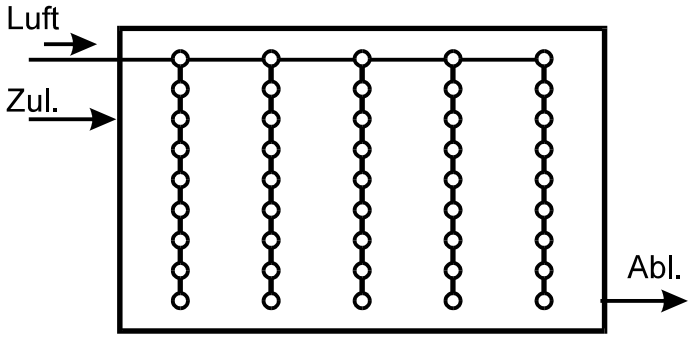


Abbildung 4: Volldurchmischte Becken mit Druckbelüftung

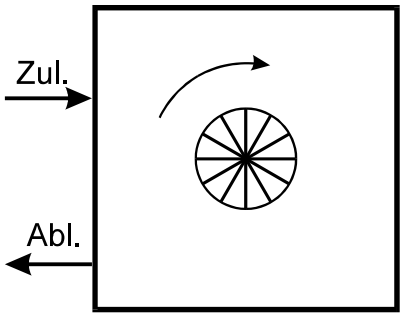


Abbildung 5: Volldurchmischte Becken mit Kreiselbelüftung

3.3 Belebungsbecken mit Pfropfenströmung

Belebungsbecken mit Pfropfenströmung sind nur mit Druckbelüftung ausführbar. Durch Aneinanderreihen mehrerER Einzelbecken (Kaskadenbauweise), die entweder als volldurchmischte Becken oder Umlaufbecken ausgebildet werden können, ist annähernd der Zustand einer Pfropfenströmung erreichbar, dann sind auch Oberflächenbelüfter einsetzbar. Bei einer Beckengestaltung nach Abbildung 6 kann bei ungleicher Belüftung über die Beckenlänge sehr leicht eine sehr ausgeprägtE Längsdurchströmung auftreten.

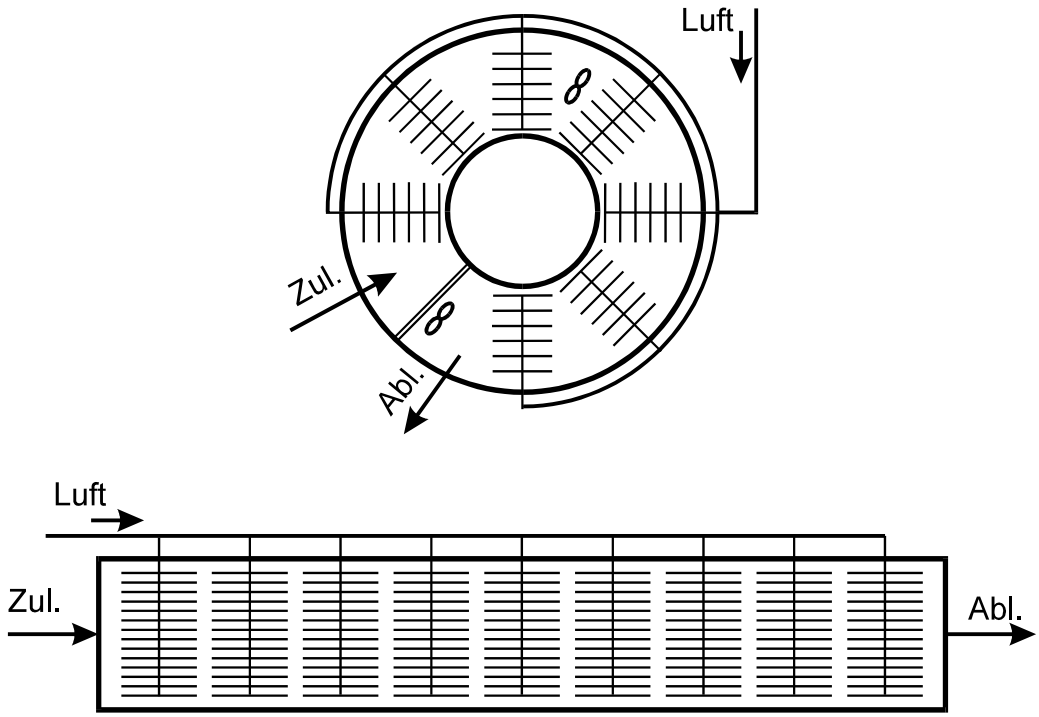


Abbildung 6: Bauformen für Belebungsbecken mit Pfropfenströmung

4 Belebungsbeckengestaltung und Verfahrensweise

4.1 Belebungsbeckengestaltung zur Stickstoffentfernung

4.1.1 Vorgeschaltete Nitrifikation

Die Denitrifikationsgeschwindigkeit ist eine Funktion der Kohlenstoffatmung und dort am größten, wo die Kohlenstoffatmung am größten ist. Die höchste Denitrifikationsgeschwindigkeit ist also bei Mischung von nitrathältigem Rücklaufschlamm mit Zulauf (Rohabwasser) zu erreichen. Eine Rückführung von nitrathältigem Schlamm ist für die Denitrifikation unerläßlich. Die Denitrifikation wird bei ausreichend großer vorgeschalteter anoxischer Zone durch die Rückbringung des Nitrates begrenzt. Aus der Massenbilanz ergibt sich die maximal mögliche Nitratelimination durch Denitrifikation zu

$$\eta_{NO_3-N} = \frac{RF}{RF+1} \cdot 100 \qquad (\%)$$

η_{NO3-N} Nitratelimination in %
RF Rückführverhältnis $Q_{rück}/Q_{zu}$

Um 80 % des Nitrats zu denitrifizieren, muß die vierfache Zulaufmenge (RF=4) als Rücklaufschlamm oder interne Rezirkulation in die Denitrifikationszone zurückgebracht werden. Um die Voraussetzungen zu schaffen, 90 % des Nitrates zu entfernen, ist eine Rückführrate von 9 erforderlich. Wegen des Sauerstoffeintrages in die Denitrifikationszone und die erhöhten Pumpkosten ist eine Steigerung der Rückführrate über 3 bis 4 nicht zweckmäßig. Die optimale Größe der Denitrifikationszone bzw. das Verhältnis von anoxischem zu aerobem Volumen ist einerseits vom C:N-Verhältnis im Zulauf und andererseits von der Belebungsbeckentemperatur abhängig. Zur Erreichung einer optimalen Stickstoffentfernung muß die Größe der Denitrifikationszone laufend angepaßt werden. Beispielsweise wird für die vollständige Nitrifikation im Sommer 40% des Belebungsvolumens als Nitrifikationszone gebraucht und bei niedrigster Temperatur im Winter 90 %.

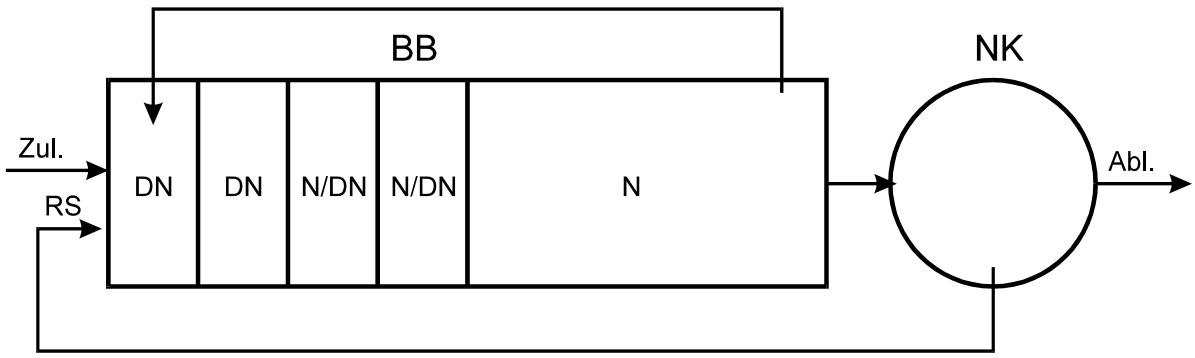


Abbildung 7: Vorgeschaltete Denitrifikation mit variabler Größe der Denitrifikationszone

4.1.2 Simultane Nitrifikation in Umlaufbecken

Bei der simultanen Denitrifikation finden Nitrifikation und Denitrifikation im selben Becken statt. Das Verhältnis von anoxischem zu aerobem Volumen wird durch die Intensität der Sauerstoffzufuhr eingestellt. Bei einem flexibel ausgelegten Belüftungssystem läßt sich das Verhältnis von anoxischem zu aerobem Volumen nahezu beliebig variieren. Für die simultane Denitrifikation sind Umlaufbecken am besten geeignet.

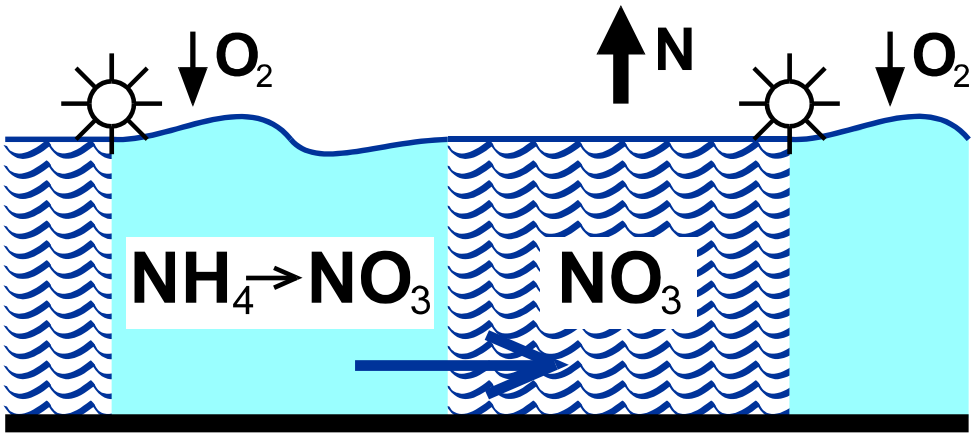


Abbildung 8: Prinzipschema simultane Nitrifikation/Denitrifikartion

4.1.3 Intermittierende Denitrifikation

Bei volldurchmischten Becken oder Umlaufbecken mit sehr kurzer Umlaufzeit, deren Mischcharakteristik sehr einem volldurchmischten Becken ähnelt, kann die Denitrifikation durch intermittierende Belüftung erreicht werden. Das Verhältnis von anoxischem zu aerobem Volumen wird hier durch die Belüftungs- und Pausenzeiten bestimmt.

Der Sonderfall der alternierenden Denitrifikation mit zwei abwechselnd belüfteten Becken hat den Vorteil, daß Energiebedarfsspitzen vermieden werden. Das damit vorgegebene fixe Verhältnis von anoxischem zu aerobem Volumen kann eine Vergeudung (nur teilweise Nutzung) von vorhandenem Belebungsbeckenvolumen darstellen. Eine optimale Nutzung des Beckenvolumens im Sinne einer möglichst weitgehendeN Stickstoffentfernung ist damit nicht möglich.

4.1.4 Nachgeschaltete Denitrifikation

Die nachgeschaltete Denitrifikation ist nur mit einer externen Kohlenstoffquelle möglich. Eine Anwendung der nachgeschalteten Denitrifikation wird nur bei einem sehr ungünstigen C:N-Verhältnis und hohen Anforderungen an die Stickstoffentfernung in Frage kommen.

4.2 Diskussion Beckengestaltung und Stickstoffentfernung

In der obigen Aufzählung der Verfahren zur Stickstoffentfernung sind nur die grundlegenden Verfahrenstypen beschrieben. Durch deren Kombination lassen sich beliebig viele Verfahrensvarianten entwickeln. Außerdem lassen sich die einzelnen Verfahrenstypen durch betriebliche Maßnahmen nahezu ineinander überführen. Wenn bei der vorgeschalteten Denitrifikation das Rückführverhältnis etwa den Wert 10 erreicht (nicht sinnvoll), erhält das Verfahren den Charakter einer simultanen Denitrifikation. Wird bei einer simultanen Denitrifikation die anoxische Zone im Zulaufbereich angeordnet, und ist die Umlaufzeit ausreichend groß (ca. 30 Minuten oder länger) so ist der Effekt einer vorgeschalteten Denitrifikation auch in einem Umlaufbecken zu erreichen.

Die optimale Nutzung von Belebungsbeckenvolumen im Sinne der Erreichung einer maximalen Stickstoffentfernung bei vollständiger Nitrifikation und damit auch weitestgehender Kohlenstoffentfernung ist zu erreichen, wenn es gelingt, das Verfahren für die Stickstoffentfernung so zu gestalten, daß die Vorteile der oben beschriebenen Verfahrenstypen genutzt werden, ohne daß die damit verbundenen Nachteile in Kauf genommen werden müssen.

Die höchste Denitrifikationsgeschwindigkeit tritt unmittelbar nach Mischung von rückgeführtem nitrathältigem Schlamm und Zulauf auf. Ist die vorgeschaltete Denitrifikation in mehrere Kaskaden aufgeteilt, so tritt die höchste Denitrifikationsgeschwindigkeit in der ersten Kaskade auf und nimmt in den hinteren Kaskaden ab, da bereits eine Kohlenstofflimitierung auftritt. Die beste Nutzung des Beckenvolumens tritt in der ersten Kaskade auf. Eine Vergrößerung der Denitrifikationszone über ca. 20% bringt in den meisten Fällen nur eine geringfügige Steigerung der Denitrifikationsleistung und damit eine schlechtere Nutzung des Beckenvolumens. Bei kommunalen Kläranlagen ist die vorgeschaltete Denitrifikation bis zu maximal 30 % des Belebungsbeckenvolumens sinnvoll. Mit einem Rückführverhältnis von 3 bis 4 ist dann meist eine Stickstoffentfernung von ca. 70 % möglich wobei in der Regel der für die Denitrifikation verfügbare Kohlenstoff zum limitierenden Faktor wird. Eine nennenswerte Steigerung der Stickstoffentfernung ist nur mit einer drastischen Steigerung der Rückführrate z.B. auf 10 und Vergrößerung der Denitrifikationszone etwa auf 50 % des Belebungsvolumens zu erreichen. Da im zusätzlichen anoxischen Volumen meist der Kohlenstoff für die

Stickstoffentfernung nicht verfügbar ist, führt dies im Winter zu einer schlechteren Ausnützung des vorhandene Beckenvolumens. Damit handelt man sich schon die Nachteile der simultanen Stickstoffentfernung ein. Ohne laufende Optimierung der Stickstoffentfernung ist die Regelung der Sauerstoffzufuhr bei vorgeschalteter Denitrifikation sehr einfach. Für eine optimale Stickstoffentfernung ist bei vorgeschalteter Denitrifikation eine aufwendige Steuerung und Regelung der Sauerstoffzufuhr erforderlich.

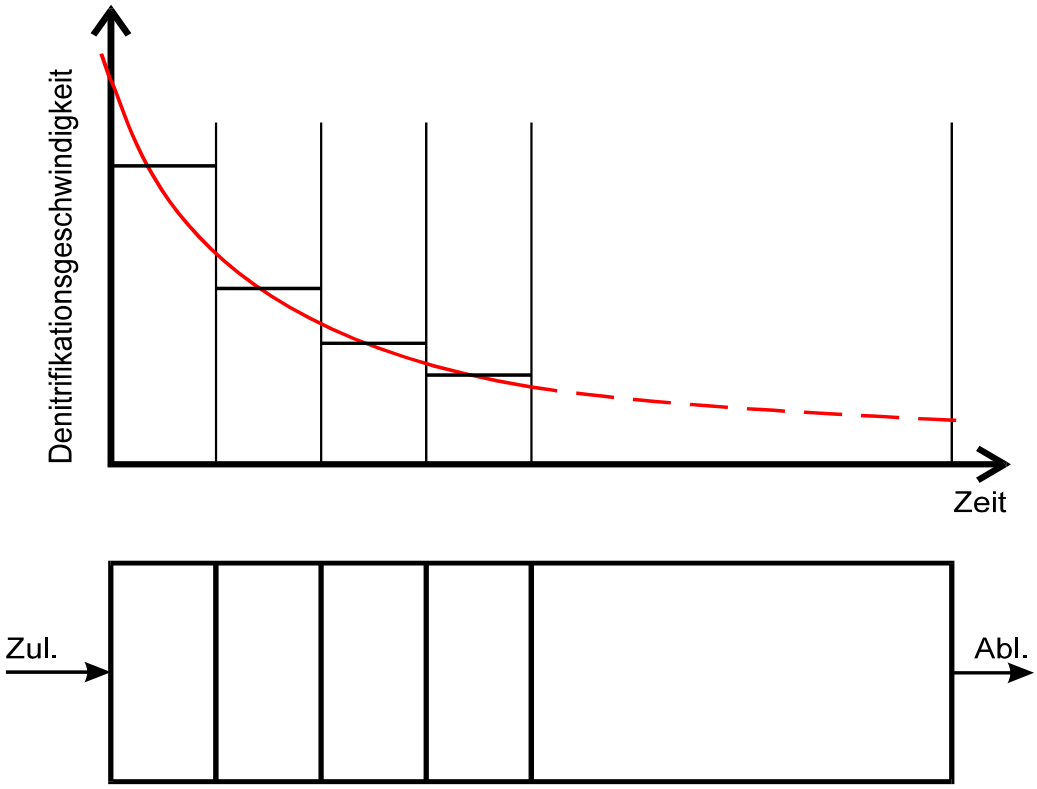


Abbildung 9: Qualitativer Verlauf der Denitrifikationsgeschwindigkeit bei idealer Pfropfenströmung und Kaskadendenitrifikation

Das Rückführverhältnis bei der simultanen Denitrifikation im Umlaufbecken liegt bei einem Wert von 10 bis 100. Die Denitrifikation wird also nie durch die Rückführung von Nitrat limitiert. Zellzerfall, Hydrolyse usw., laufen unter aeroben Bedingungen schneller ab als unter anoxischen Bedingungen. Durch den häufigen Wechsel von aeroben und anoxischen Bedingungen steht vermutlich von dem durch die Umsetzungsvorgänge im Belebtschlamm „nachgelieferten“ leicht abbaubaren Kohlenstoff mehr für die Denitrifikation zur Verfügung. Mit der simultanen Nitrifikation/Denitrifikation sind Stickstoffentfernungsraten von über 90% im Dauerbetrieb möglich. Als eines von zahlreichen Beispielen soll an dieser Stelle die Kläranlage Mödling erwähnt

werden, da hier eine sehr umfassende Auswertung der Betriebsergebnisse von FRANZ (1996) vorliegt. Bei der simultanen Denitrifikation ist die Konzentration an verfügbarem Kohlenstoffsubstrat immer niedrig und daher die Denitrifikation immer kohlenstofflimitiert. Die Nutzung des Denitrifikationsvolumens ist daher nicht so effektiv wie in der ersten Kaskade einer vorgeschalteten Denitrifikation.

Die Regelung der Sauerstoffzufuhr gestaltet sich bei der optimierten simultanen Nitrifikation/Denitrifikation wesentlich einfacher als bei der vorgeschalteten Kasakadendenitrifikation. Mit einer einfachen Sauerstoffgehaltsregelung überlagert mit einer Zeitschaltung, ist eine weitestgehende Stickstoffentfernung möglich. Die Regelung funktioniert nur, wenn die Messung des Sauerstoffgehaltes an repräsentativen Stellen erfolgt, an denen etwa die mittlere Sauerstoffkonzentration auftritt. Eine günstige Stelle für die Sauerstoffsonde findet sich meist nach den Umlenkungen. In Bereichen wo der Zulauf eine hohe Sauerstoffzehrung hervorruft ist eine Anordnung der Sonden ungünstig. Durch Messung der Sauerstoffgehaltsverteilung im Belebungssbecken sind günstig Positionen für die Sauerstoffsonden leicht zu finden.

Die Vorteile von vorgeschalteter und simultaner Denitrifikation lassen sich vereinigen, indem man eine vorgeschaltete Denitrifikation mit 10 bis 15 % des Belebungsvolumens mit einer simultanen oder simultan/intermittierenden Nitrifikation/Denitrifikation kombiniert. Damit kann mit einer optimalen Nutzung des Beckenvolumens und einer einfachen Regelung bei gegebener Belastung und vorhandenem Beckenvolumen die weitestmögliche Stickstoffentfernung erreicht werden, wobei der vollständigen Nitrifikation stets der Vorrang zu geben ist.

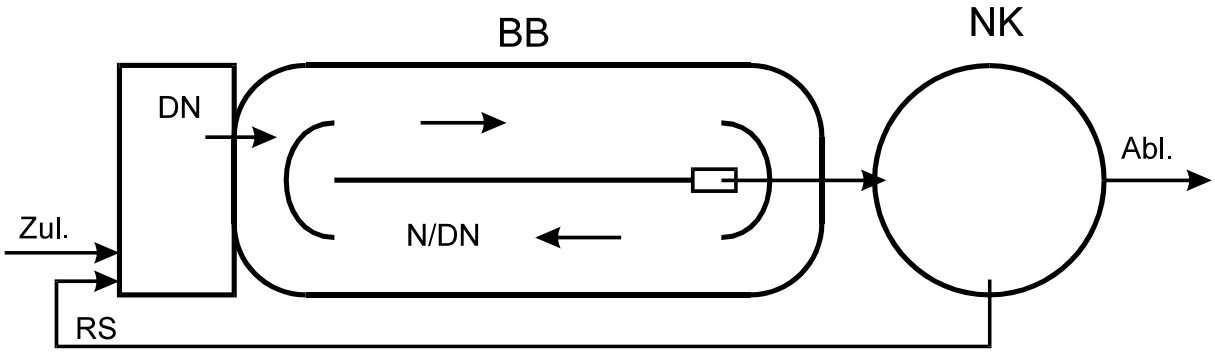


Abbildung 10: Kombination von vorgeschalteter und simultaner Nitrifikaton/Denitrifikation

4.3 Vermeidung von Blähschlamm und Schwimmschlamm

Es sind über 30 fadenförmige Mikroorganismen bekannt, die bei der Abwasserreinigung zu Betriebsproblemen durch Blähschlamm, Schwimmschlamm oder Blähschlamm und Schwimmschlamm führen können. Durch die unterschiedlichen physiologischen Eigenschaften, Substratansprüche und Wachstumsbedingungen von Fadenbildnern ist es kaum möglich, die Betriebsprobleme, die durch die massenhafte Entwicklung von Fadenbildnern verursacht werden, systematisch zu gliedern, und davon ausgehend allgemeingültige Lösungsansätze für die Blähschlammvermeidung zu entwickeln. Die meisten in der Praxis auftretenden Blähschlamm- und Schwimmschlammprobleme lassen sich in die in der Folge beschriebenen Bereiche einordnen und durch entsprechende Gestaltung des Belebungsbeckens und der Betriebsweise vermeiden.

4.3.1 Blähschlammvermeidung bei Anlagen ohne Stickstoffentfernung

Viele Abwässer aus der Lebensmittelindustrie (z. B. Gemüseverarbeitung, Brauereien, Weinbau) oder der Papierindustrie sind sehr arm an Stickstoff. Der im Abwasser enthaltene Stickstoff wird zur Gänze für den Aufbau des Belebtschlammes benötigt. Diese Situation kann z.B. auch auf kommunalen Kläranlagen mit hohem Anteil an Abwässern aus Kellereibetrieben zur Zeit der Weinlese auftreten.

Diese Abwässer haben meist einen hohen Anteil an leicht abbaubarem Substrat, das die Entwicklung von Blähschlamm begünstigt. Der Blähschlamm wird dann vorwiegend von Fadenbildnern wie Typ 021N, Typ 1701 oder Typ 0041 und anderen Arten verursacht, die mit einem aeroben Selektor sehr gut beherrschbar sind. Bei Dimensionierung und Gestaltung nach PRENDL (1997), KROISS, FENZ, PRENDL (1997) wird das leicht abbaubare Substrat im aeroben Selektor weitgehend aus der flüssigen Phase eliminiert und Blähschlamm sehr zuverlässig vermieden. In den meisten Fällen erhält man einen Selektor mit 5 bis 10 % des Belebungsbeckenvolumens, der in mindestens zwei, besser in drei bis vier Kaskaden unterteilt wird. Im aeroben Selektor ist eine intensive Belüftung erforderlich. Für die rasche Elimination des leicht abbaubaren Substrates muß eine Atmung bis zu 200 mg O_2/(l.h) abgedeckt werden.

4.3.2 Blähschlammvermeidung bei Anlagen mit Stickstoffentfernung

Bei fast allen Betrieben, bei denen pflanzliche und tierische Rohstoffe verarbeitet werden z.B: Schlachthöfe, Molkereien, Brauereien, Weinbaubetriebe, Gemüseverarbeitung), fällt Abwasser mit hoher Belastung an überwiegend leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen und einer geringen Stickstoff- und Phosphorbelastung an. In viele kommunale Kläranlagen leiten kleinere oder mittlere Betriebe aus den oben genannten Produktionsbereichen ihre Abwässer ein. Damit verschiebt sich die Abwasserbeschaffenheit im Zulauf der Kläranlage zu einem erhöhten Anteil an leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen und einem höheren C:N-Verhältnis. Diese Situation erleichtert vor allem die Stickstoffentfernung, da ein größerer Anteil des vorhandenen Stickstoffes für das Wachstum des Belebtschlammes gebraucht wird und reichlich Kohlenstoff für die Denitrifikation zur Verfügung steht. Wenn jedoch das Belebungsbecken und der Betrieb so gestaltet werden, daß größere Frachten leicht abbaubaren Kohlenstoffs in ein Belebungsbecken gelangen und dort in niedriger Konzentration in der flüssigen Phase vorliegen, kommt es unweigerlich zur massenhaften Vermehrung von Fadenbildnern wie Typ 021N, Typ 1701 oder Typ 0041.

Auch in diesem Fall kann Blähschlamm durch verfahrenstechnische Maßnahmen gezielt vermieden werden. Bei der Denitrifikation wird leicht abbaubares Kohlenstoffsubstrat verbraucht. Einige Fadenbildner, die häufig Blähschlamm verursachen, können unter anoxischen Bedingungen nicht wachsen. Für den Typ 021N ist das nachgewiesen (WANNER 1987), bei einer Reihe weiterer Arten wird es vermutet. Für Fadenbildner, die unter anoxischen Bedingungen nicht wachsen oder nur sehr uneffektiv Substrat verwerten können, wirkt eine **vorgeschaltete Denitrifikation** als **anoxischer Selektor**. In der Literatur gibt es einige Berichte über positive Erfahrungen mit anoxischen Selektoren (z.B. MARTEN und DAIGGER 1997). Blähschlamm kann mit einem anoxischen Selektor nur dann zuverlässig und wirkungsvoll vermieden werden, wenn das leicht abbaubare Kohlenstoffsubstrat dauernd weitgehend verbraucht wird. Diese Forderung ist nur dann erfüllt, wenn Nitrat stets im Überschuß vorhanden ist. Im praktischen Betrieb einer Kläranlage wird diese Forderung kaum zu erfüllen sein, wenn die Zulaufganglinien von Kohlenstoff und Stickstoff nicht synchron verlaufen, wie das oft bei Einleitung von Betriebsabwasser der Fall ist. Eine wirkungsvolle Blähschlammvermeidung ist dann mit einem aeroben Selektor möglich. Der Sauerstoffverbrauch im aeroben

Selektor führt aber zu einem aeroben Abbau der leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen, die dann für die Denitrifikation nicht mehr zur Verfügung stehen. Abhilfe kann mit einem kombinierten anoxisch-aeroben Selektor geschaffen werden. Ein erheblicher Teil des Nitrates kann dann unter Ausnutzung von im Zulauf befindlichem leicht abbaubarem Kohlenstoffsubstrat im anoxischen Selektor (vorgeschaltete Denitrifikation) denitrifiziert werden. Das für die Stickstoffentfernung nicht verbrauchte leicht abbaubare Substrat wird danach im aeroben Selektor aus der flüssigen Phase entfernt. Damit ist auch bei hohen Anforderungen an die Stickstoffentfernung eine wirkungsvolle Blähschlammvermeidung möglich. Die rasche Elimination des leicht abbaubaren Substrates erfolgt nur bei höherer Substratkonzentration. Im Ablauf eines Selektors mit wenigen Minuten Aufenthaltszeit ist immer eine Restkonzentration an leicht abbaubarem Substrat vorhanden. Ein hohes Rückführverhältnis führt dazu, daß mehr leicht abbaubares Substrat den Selektor verläßt und vermindert damit die Wirkung des anoxisch/aeroben Selektors. Mit einem Rückführverhältnis von 1,5 bis 2 können theoretisch 60 bis 66 % des in den nachfolgenden aeroben Zonen gebildeten Nitrates in den anoxischen Selektor gebracht werden. Eine Steigerung des Rückführverhältnisses bringt nur eine geringfügige Steigerung der Nitratrückbringung, führt aber sehr rasch zu einem Verlust der Selektorwirkung.

Für die meisten in der Praxis auftretenden Fälle wird ein anoxischer Selektor (vorgeschaltete Denitrifikation) mit 10 bis 15 % des Belebungsbeckenvolumens zweckmäßig sein. Zur Anpassung des Betriebes beispielsweise an saisonale Schwankungen, ist es günstig diesen in drei bis vier Kaskaden zu unterteilen und zumindest die letzte, besser aber alle Kaskaden mit einer Belüftung auszurüsten.

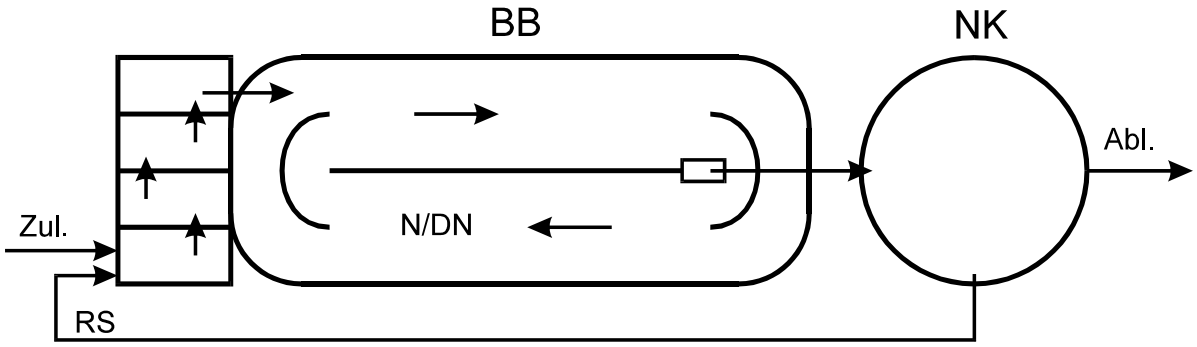


Abbildung 11: Belebungsverfahren mit anoxisch/aerobem Selektor

4.3.3 Belebungsbeckengestaltung bei Anlagen mit Stickstoffentfernung und biologischer Phosphorentfernung

In den letzten Jahren wurden zahlreiche Verfahren zur vermehrten biologischen Phosphorentfernung entwickelt. Dabei kann zwischen Hauptstromverfahren und Nebenstromverfahren unterschieden werden. Die Nebenstromverfahren erfordern einen erheblichen baulichen und betrieblichen Zusatzaufwand und kommen daher kaum zur Anwendung. Das Hauptstromverfahren erfordert eine vorgeschaltete anaerobe Zone beim konventionellen Belebungsverfahren. Die derzeit existierenden Bemessungsvorschläge für die vermehrte biologische Phosphorentfernung ergeben meist ein anaerobes Volumen von 15 bis 25 % des Belebungsbeckenvolumens (ATV Arbeitsgruppe 2.6.6)

Nach den Empfehlungen der ATV Arbeitsgruppe 2.6.6 sowie aus wirtschaftlichen Überlegungen heraus hat sich zumindest in Österreich die Praxis durchgesetzt, für die biologische Phosphorentfernung kein zusätzliches Beckenvolumen zu bauen. Die anaerobe Zone ist dann ein Teil des Belebungsbeckenvolumens, das bei Bedarf auch als Denitrifikationszone oder sogar als aerobe Zone verwendet werden kann. Auch bei ausgelasteten Anlagen ist die vermehrte biologische Phosphorentfernung bis auf wenige Wochen im Winter, wo das Volumen für größere aerobe Zonen zur Nitrifikation gebraucht wird, betreibbar.

Blähschlamm, verursacht durch Fadenbildener wie Typ 021N, tritt in Anlagen mit großer vorgeschalteter Denitrifikation und/oder biologischer Phosphorentfernung nicht auf, da das leicht abbaubare Substrat in der anaeroben und anoxischen Zone „verbraucht“ wird. Leider gibt es Fadenbildner wie *Microthrix parvicella*, *Nostocoida limicola* oder Typ 0092, die unter anoxischen oder anaeroben Bedingungen leicht abbaubares Substrat verwerten können und dann in Anlagen mit großen anaeroben und anoxischen Zonen häufig Blähschlamm verursachen (siehe auch KUNST, 1995). Eine aerobe Selektorzone nach Anaerobbecken und Denitrifikationszone kann hier keine Abhilfe schaffen, da die Fadenbildner bereits „mit Nahrung versorgt“ sind, bevor der aerobe Selektor wirksam wird. *Microthrix parvicella* und Typ 0092 sind mit einem vorgeschalteten aeroben Selektor sehr leicht beherrschbar. Ein vorgeschalteter aerober Selektor ist mit vermehrter biologischer Phosphorentfernung und weitgehender Stickstoffentfernung nicht vereinbar.

Wenn bei Bio-P Anlagen Blähschlamm schwerwiegende Betriebsprobleme verursacht (z.B. Schlammabtrieb), dann muß auf die biologische Phosphorentfernung verzichtet werden und auf eine Betriebsweise mit anoxisch/aeroben Selektor umgestellt werden. Für die Gestaltung der Belebungsbecken bedeutet das, daß die Anaerobzone und die vorgeschaltete Denitrifikationszone so gestaltet werden, daß die Nachrüstung einer Belüftung durch das Betriebspersonal jederzeit möglich ist. Ein sofortiger Einbau von Belüftern in der anaeroben und anoxischen Zone beim Bau der Anlage wird in vielen Fällen nicht zweckmäßig sein, da die Blähschlammprobleme oft erst nach einigen Jahren mit steigender Belastung auftreten und die Belüfter unbrauchbar sind, bevor sie zum ersten Mal eingesetzt werden. Der Einsatz einer Reinsauerstoffbegasung kann hier von Vorteil sein (siehe KROISS, 1998).

4.4 Beckengestaltung zur Vermeidung von Betriebsproblemen durch Schwimmschlamm und Schaum

Die Schwimmschlamm-/Schaumdecken verursachen im Sommer häufig Geruchsprobleme. Im Winter frieren diese Schwimmschlamm-/Schaumdecken oft ein und verursachen verschiedenste Betriebsprobleme. Vor allem besteht die Gefahr, daß eingefrorene Schwimmschlammdecken losbrechen, und in die Oberflächenbelüfter gelangen und diese beschädigen.

Microthrix parvicella, *Nostocoida limicola* und Typ 0092 verursachen neben Blähschlamm auch Schwimmschlamm und/oder Schaumbildung, wobei die Schwimmschlammbildung verstärkt in den belüfteten Bereichen der Belebung auftritt. Diese fadenbildenden Bakterien finden in der Schwimmschlamm-/Schaumdecke oder im Grenzbereich Wasserspiegel - Schwimmschlamm infolge des höheren Schlammalters in der Schwimmdecke meist ideale Wachstumsbedingungen vor und begünstigen damit die Blähschlammentwicklung. Belebtschlamm, in dem z.B. *Microthrix parvicella* in großer Zahl vorkommt, neigt sehr stark zur Schaumbildung. Mit konstruktiven und betrieblichen Maßnahmen kann die Bildung von geschlossenen Schwimmschlamm-/Schaumdecken verhindert werden. Damit werden die unmittelbar durch den Schwimmschlamm verursachten Probleme beseitigt und gleichzeitig wird die Wachstumsmöglichkeit der Fadenbildner eingeschränkt. Es kommt dann auch zu einer Entschärfung oder zum Verschwinden des Blähschlammproblemes. Diese Erfahrungen decken sich mit den Berichten von PITTMANN (1996).

Schwimmschlamm-/Schaumdecken können durch ständiges untermischen in den Belebtschlamm oder durch Abziehen und Entfernen aus dem Schlammkreislauf verhindert werden.

Schwimmschlamm-/Schaumdecken entstehen begünstigt bei:

- Ablauf aus dem Belebungsbecken unterhalb des Wasserspiegels
- Einbauten im Bereich des Wasserspiegels, wo sich der Schaum stauen kann (z.B. Bremswände bei Stabwalzenbelüftern)
- Druckbelüftung, vor den Belüfterfeldern

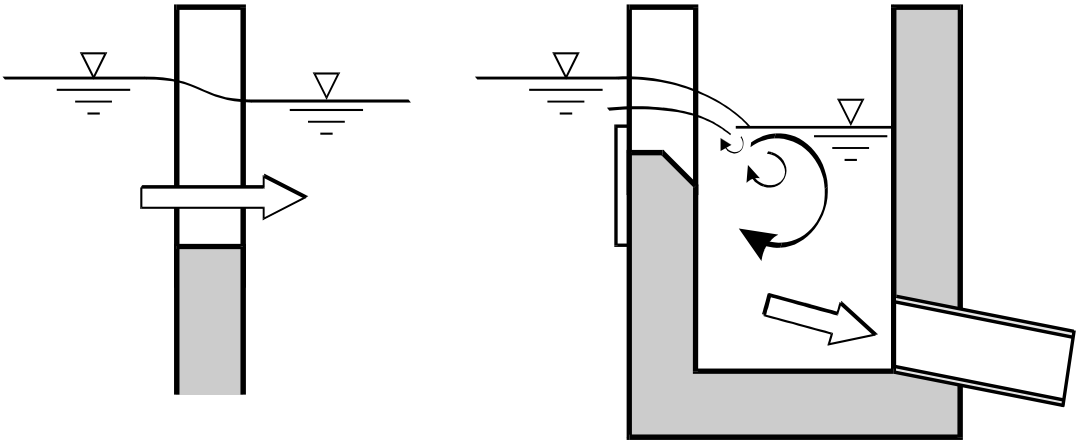


Abbildung 12: Ablaufgestaltungen aus Belebungsbecken zur Vermeidung von Schwimmschlamm und Schaumdecken in der Belebung

Abhilfe:

- Ablauf aus allen Teilbecken an der Oberfläche (siehe Abbildung 12)

Die Ablauföffnungen sollen möglichst breit gewählt werden damit der Schwimmschlamm-/Schaum gut abfließen kann. Beim Ablauf in Dükerleitungen soll der Schacht möglichst klein sein, damit Turbulenz und Sog ausreichen, um den Schwimmschlamm und Schaum mitzureißen. Wenn die Dükerleitung direkt in die Nachklärung führt, wird mitgerissener Schaum bzw. Luft sowie flotierender Schlamm in der Nachklärung Probleme bereiten. Die Anordnung einen Freispiegelgerinnes oder Entgasungsbeckens ist dringend zu empfehlen.

Bei Belebungsbecken, die tiefer sind als die Nachklärung, ist ein Entgasungsbecken, das nicht tiefer als die Nachklärung sein darf, unerläßlich. Die hydraulische Aufenthaltszeit sollte zwei bis fünf Minuten betragen. Eine nicht allzu intensive mittel- oder grobblasige Belüftung fördert die CO_2-Ausgasung. Eine leichte Auflüftung des Schlammes, bevor er in die Nachklärung kommt, vermindert die Rücklösung von PO_4-P in der Nachklärung. Der Schwimmschlamm, der in der Entgasung anfällt, muß abgezogen und aus dem Schlammkreislauf entfernt werden. Der Ablauf aus dem Entgasungsbecken läßt sich sehr leicht als vollkommener Überfall für die Aufteilung auf die Nachklärbecken ausbilden. Die Anordnung einer Tauchwand vor dem Überfall ist erforderlich.

- Einbauten im Bereich des Wasserspiegels, die einen Rückstau von Schwimmschlamm verursachen können, strikt vermeiden

Die Vermeidung einer Schwimmschlammdecke durch günstige Gestaltung der Einbauten im Bereich des Wasserspiegels soll hier am Beispiel eines Stabwalzenbelüfters gezeigt werden (siehe Abbildung 13). Die Oberkante der Bremswand muß ca. 5 cm unter dem Wasserspiegel liegen, damit der Schwimmschlamm überfließen kann und vom Rotor zerstört wird. Die zulaufseitige Aerosolschürze darf den Schwimmschlamm nicht aufstauen

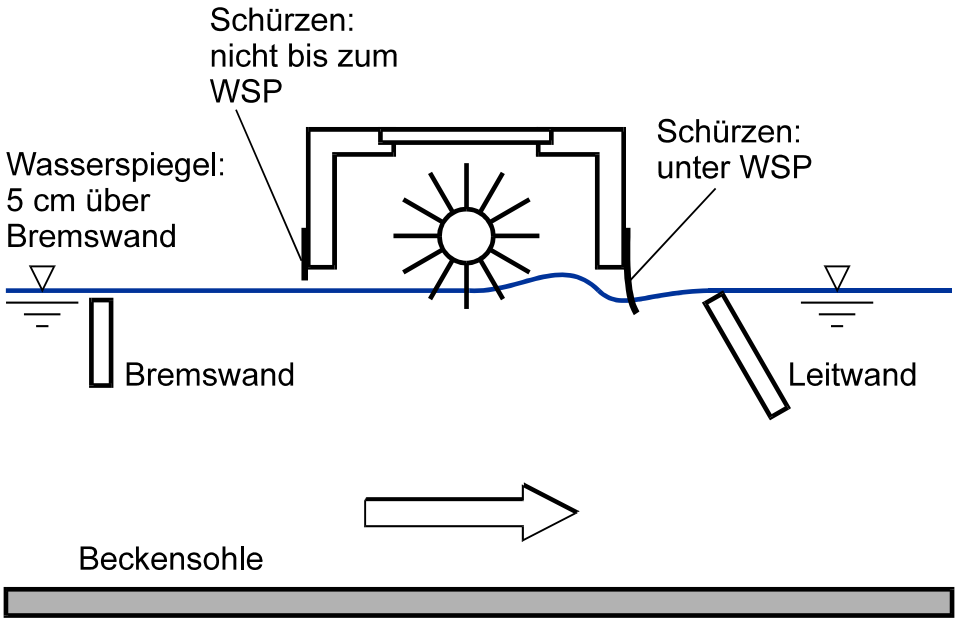


Abbildung 13: Vermeidung von Schwimmschlammrückstau bei Stabwalzenbelüftern

- Schwimmschlamm, der sich vor Belüfterfeldern staut, durch betriebliche Maßnahmen laufend entfernen

Bei Umlaufbecken mit Druckbelüftung bildet sich vor jedem Belüfterfeld ein Rückstau von Schwimmschlamm. Der Schwimmschlamm kann nur bei ausgeschaltetem Belüfterfeld darüber hinwegtreiben. Bei intermittierender Belüftung kann der Schwimmschlamm in jeder Belüftungspause zum Ablauf gelangen. Anderenfalls wird es zweckmäßig sein, die Belüfterfelder in der Reihenfolge der Umlaufrichtung abzustellen, damit der Schwimmschlamm allmählich zum Ablauf kommt. Eine Tauchwand oder ein Schwimmbalken, der den Schwimmschlamm zum Anlauf leitet, wird in vielen Fällen günstig sein.

5 Zusammenfassung und weitere Gestaltungshinweise

In der Abbildung 14 wird ein Vorschlag für die Gestaltung eines Belebungsbeckens mit vorgeschalteter Denitrifikation gemacht. Das Denitrifikationsbecken erhält 10 bis 15 % des Belebungsbeckenvolumens und wird als Umlaufbecken ausgebildet. Das vorgeschaltete Umlaufbecken dient gleichzeitig als Verteilgerinne für die weiteren Beckeneinheiten und kann auch als Anaerobbecken genutzt werden. Es sollte bereits bei der Errichtung berücksichtigt werden, daß die problemlose Nachrüstung einer Belüftung im vorgeschalteten Denitrifikationsbecken möglich ist. Diese einfache und kostengünstige Bauform hat den Nachteil, daß bei Blähschlammproblemen kaum betriebliche Maßnahmen möglich sind. Daher kann sie nur empfohlen werden, wenn auf Grund der Abwasserbeschaffenheit keine Blähschlammprobleme zu erwarten sind (Kanalnetz mit gutem Gefälle, keine Einleitung von Betriebsabwässern die die Blähschlammentstehung begünstigen).

Der serielle Betrieb von vorgeschalteter Denitrifikation und zwei oder drei weiterer Beckeneinheiten erleichtert im allgemeinen die Stickstoffentfernung. Die Leitungsführung für den seriellen Betrieb sollte daher unbedingt vorgesehen werden. Da für den Revisionsfall der einzelnen Becken eine Umschaltmöglichkeit vorhanden sein muß, ist automatisch ein Parallelbetrieb möglich.

Mit einer sehr guten Ausrundung der Umlenkungen oder halbkreisförmigen Stirnseiten ist bei Umlaufbecken mit geringem Energieaufwand (2 bis 3 W/m³) für die Umwälzung eine gute Umlaufströmung zu erreichen. Dann tritt oft nur eine sehr geringe Querdurchmischung auf. Wenn Zulauf und Ablauf am Beckenumfang angeordnet sind kann es leicht zu einer Kurzschlußströmung vom Zulauf zum Ablauf kommen. Entweder muß der Zulauf bis hinter die Leitwand geführt werden oder der Ablauf wird in der Mittelwand angeordnet. Bei in Serie geschalteten Becken sollte zumindest im letztdurchflossenen Becken die Gefahr einer Kurzschlußströmung durch diametrale Anordnung von Zu- und Ablauf ausgeschlossen werden. Eine sparsame Ausrundung führt zu einer verstärkten Bildung von Querwalzen im Bereich der Umlenkungen und einer besseren Querdurchmischung, erhöht aber den Energiebedarf für die Umwälzung wesentlich (Größenordnug 5 W/m³).

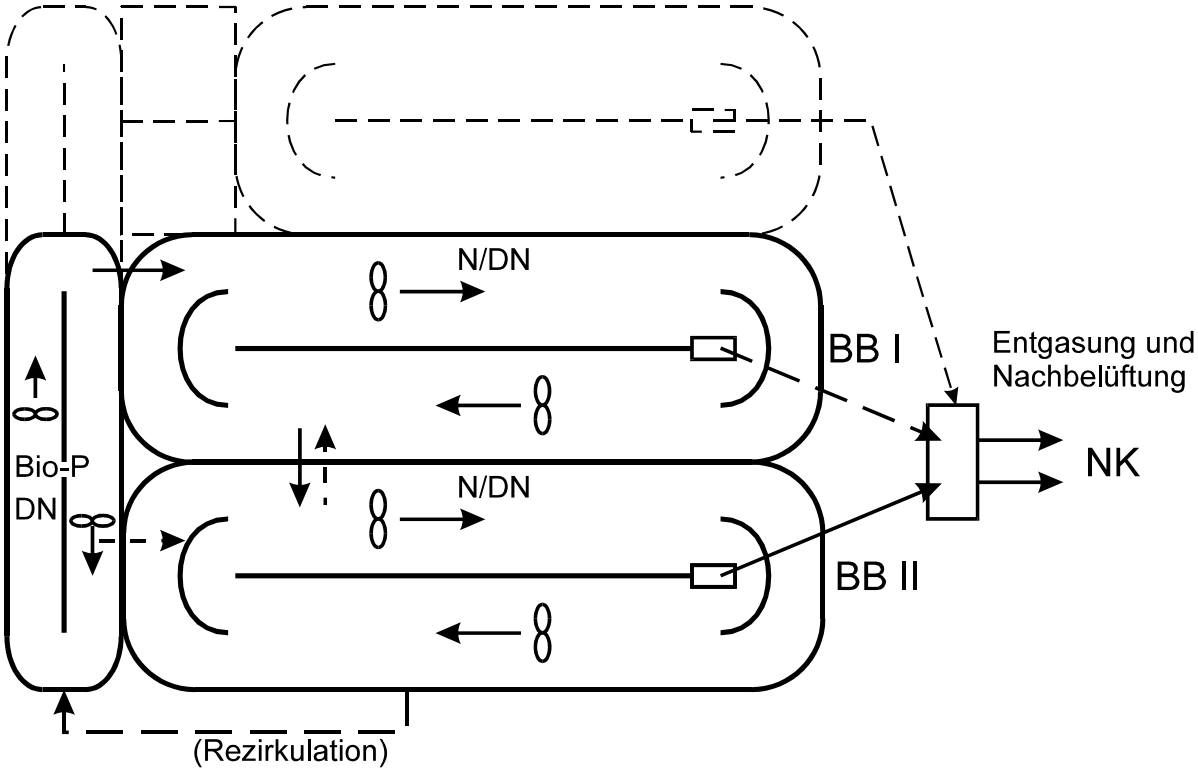


Abbildung 14: Belebungsbecken für Bio-P und simultane Denitrifikation oder vorgeschaltete/simultane Stickstoffentfernung

In der Abbildung 15 wird der vorgeschaltete Beckenteil in Form von vier Kaskaden ausgebildet. Gegenüber dem Beispiel von Abbildung 14 fällt hier die Funktion der Querverteilung weg. Die Führung der Zulauf- und Rücklaufschlammleitung wird aufwendiger. Wenn ein Parallelbetrieb möglich

sein soll, ist eine gesonderte Mengenaufteilung notwendig. Die vorgeschalteten Kaskaden werden belüftbar ausgeführt und können dann als Anaerobbecken, vorgeschaltete Denitrifikation oder aerober Selektor eingesetzt werden. Diese Bauform bietet sehr gute betriebliche Anpassungsmöglichkeiten bei starker saisonaler Schwankung der Abwasserbeschaffenheit (Weinbaugebiet) oder bei Einleitung von blähschlammfördernden Betriebsabwässern.

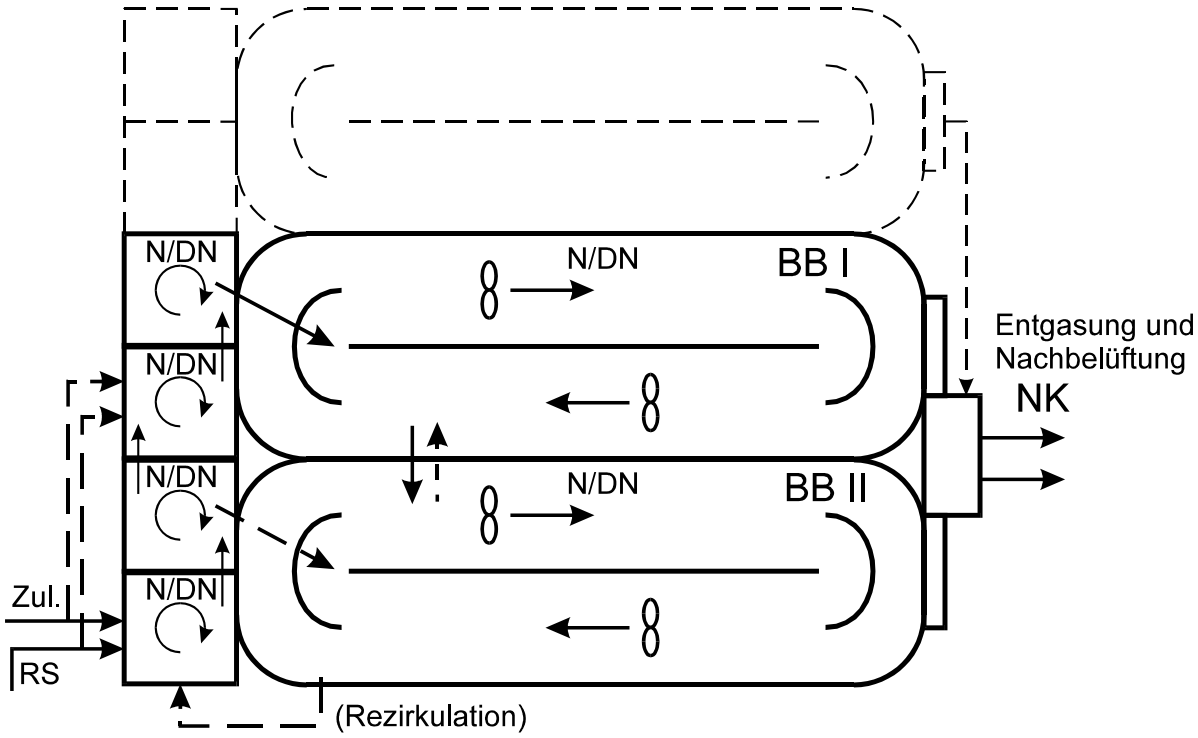


Abbildung 15: Belebungsbecken mit Bio-P, vorgeschalteter Denitrifikation oder aerob/anoxischem Selektor betreibbar

In der Abbildung 16 ist eine Belebungsbeckengestaltung dargestellt, wo die vorgeschalteten Denitrifikation in zwei Teilbecken mit einem Größenverhältnis von 1:3 bis 1:4 gegliedert wird. Das größere Becken wird als Umlaufbecken ausgebildet und erhält wie bei Abbildung 14 die Verteilfunktion bei. Das kleinere Becken wird mit einer sehr leistungsfähigen Belüftung ausgestattet und kann dann als vorgeschalteter aerober Selektor verwendet werde. Zulauf und Rücklaufschlamm müssen dann in den aeroben Selektor geführt werden. Durch Einleitung von Zulauf und Rücklaufschlamm in das vorgeschaltete Umlaufbecken, also mit Umkehr der Durchflußrichtung der beiden vorgeschalteten Becken, erhält man einen anoxisch/aeroben Selektor. Die beiden vorgeschalteten Becken lassen sich natürlich auch als vorgeschaltete Denitrifikation oder Anaerobbecken betreiben.

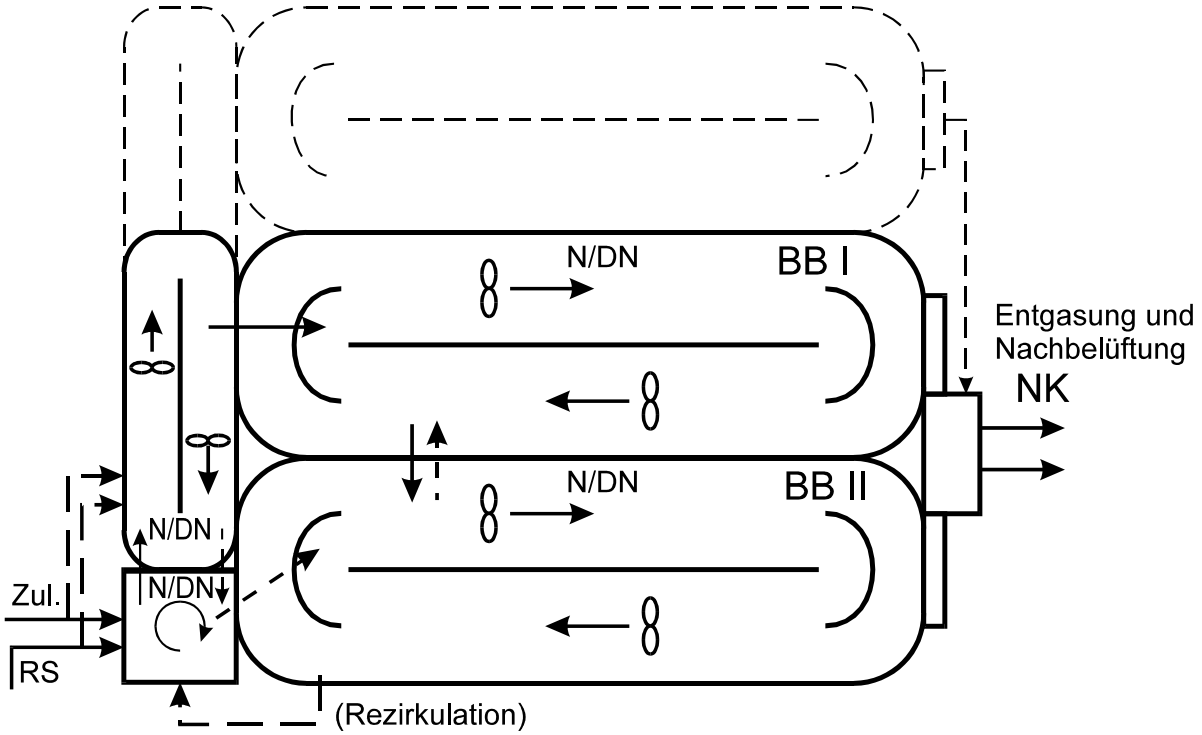


Abbildung 16: Belebungsbecken mit bio-P, vorgeschalteter Denitrifikation oder aerob/anoxischem Selektor betreibbar.

6 Verwendete Literatur

ATV-ARBEITSGRUPPE 2.6.6, Biologische Phosphorentfernung bei Belebungsanlagen, ATV-Merkblatt M208 (1994)

FRANZ A., Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbaches, Wiener Mitteilungen, Band 140 (1998)

FREY W., Planung und Gestaltung von Belüftungssystemen, Wiener Mitteilungen, Band 145 (1998)

KROISS H., Chemikalieneinsatz bei der biologischen Abwasserreinigung, Wiener Mitteilungen, Band 145 (1998)

KROISS H., FENZ R.; PRENDL L., Verbesserung der Absetz- und Eindickeigenschaften von Belebtschlämmen, Wiener Mitteilungen, Band 141, 187-217 (1997)

KUNST S., Bläh-/Schwimmschlammprobleme bei Bio-P Anlagen, Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 92, Kapitel 19 (1995)

LEMMER H., Griebe T., Flemming H.-C., Ökologie der Abwasserorganismen, Springer Verlag, Berlin Heidelberg New York (1996)

MATSCHE N., Fortbildungskurs biologische Abwasserreinigung, Wiener Mitteilungen, Band **81**, Abschnitt,H (1990)

MARTEN W. L., DAIGGER G. T., Full-scale evaluation of factors affecting the performance of anoxic selectors, Water Environment Research, Volume 69, Number 7 1272 (1997)

MUDRACK K., KUNST S.: Biologie der Abwasserreinigung, Gustav Fischer Verlag, Stuttgart - New York, (1988)

NOWAK und SVARDAL (1990), Fortbildungskurs biologische Abwasserreinigung, Wiener Mitteilungen, Band **81**, AbschnittG, (1990)

PITTMANN A. R., Bulking and foaming in BNR plants in Johannesburg: problems and solutions, *Wat. Sci. Tech*., **34,** No. 3-4, 291-298, (1996)

PRENDL L., Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung, Wiener Mitteilungen, Band 139 (1997)

WANNER J., CHUDOBA J., KUCMAN K., PROSKE L.: Control of activated sludge filamentous bulking - VII. Effect of anoxic conditions, *Water Res*., **21**, 12, 1447-1451 (1987)

Dipl.-Ing. Dr. Leopold Prendl

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft

Technische Universität Wien
A-1040 WIEN, Karlsplatz 13/226

Tel.: 0222/58801-3146
Fax.: 0222/504 21 57
email: lprendl@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 205 - 259
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Maßnahmen zur Phosphorentfernung

B. Nikolavcic, M. Zeßner, O. Nowak

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

Kurzfassung: Phosphorentfernung ist in Österreich für Abwasserreinigungsanlagen über 1000 EW_{60} gefordert. Neben der Aufnahme durch die Biomasse, die bei biologischer Reinigung jedenfalls auftritt, beträgt die zusätzlich zu entfernende Fracht bei kommunalem Abwasser im Mittel etwa 0,5 - 0,8 g P/(EW.d). In der vorliegenden Arbeit werden Grundlagen der Phosphorfällung dargestellt (Fällmittel, Fällmittelmengen, Feststoffanfall, Verfahren etc.) und es wird aus Betriebsdaten von Anlagen mit Phosphorfällung (Vor-, Simultanfällung bzw. Flockungsfiltration) der spezifische Fällmitteleinsatz mittleren Gesamtphosphor-Ablaufkonzentration gegenübergestellt. Weiters werden Möglichkeiten und Grenzen für den Vergleich von Fällmitteln diskutiert und für verschiedene am Markt befindliche Fällmittel der Schwermetalleintrag in Abwasser und Klärschlamm abgeschätzt.

Die vermehrte biologische Phosphorentfernung (Bio-P) ist neben der Phosphatfällung ein weiteres wesentliches Verfahren zur Phosphorelimination. Sie ist über lange Zeiträume des Betriebes von Belebungsanlagen ohne zusätzliches Bauvolumen durch entsprechende Betriebsführung möglich. Durch die vermehrte Bio-P kann der Fällmitteleinsatz deutlich vermindert werden.

Keywords: Phosphatfällung, spezifischer Fällmittelbedarf, Schwermetalle im Klärschlamm, Bio-P, Schlammanfall bei Phosphorentfernung

1 Phosphor - Quellen und Pfade der Gewässerbelastung

Phosphor ist ein lebenswichtiger Nährstoff für alle Organismen. Er ist Baustein vieler Zellstrukturen, von Verbindungen des Energiestoffwechsels und von Zwischenverbindungen des Synthesestoffwechsels. Für die Gewässer ist Phosphor als Nährstoff für das Pflanzenwachstum und damit als wesentlicher Faktor für die Eutrophierung von Bedeutung. Forsberg und Ryding (1980) geben den Trophiegrad der Gewässer an Hand von

Gesamtphosphorkonzentrationen an (oligotroph < 15 µg Ges.P/l, mesotroph 15 - 25 µg Ges.P/l, eutroph > 25 µg Ges.P/l).

In einer am Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft durchgeführten Studie (Kroiß *et al.*, 1997) wurde der Phosphorhaushalt Österreichs für das Jahr 1992 erhoben. Ausgehend von diesen Untersuchungen kann der Phosphoreintrag in die österreichischen Oberflächengewässer zur Zeit mit etwa 7 - 8 kt P/a (Stand 1996) abgeschätzt werden. Die Tabelle 1 zeigt eine größenordnungsmäßige Zuordnung der Gesamteinträge zu Quellen und Eintragspfaden. Die größten Einträge kommen mit knapp 50 % der Gesamteinträge aus der Landwirtschaft. Dabei überwiegen die Einträge über Erosion deutlich. Haushalte bzw. Industrie und Gewerbe tragen mit rund 25 % bzw. 15 % der Einträge bei. Jeweils sind die Kläranlagenabläufe der wesentliche Eintragspfad. In Summe sind dem Bereich „Abwasser“ etwa 40 % der Gesamteinträge zuzuordnen. Andere Quellen (Erosion und Abschwemmungen von Wald und sonstigen Böden) sind vergleichsweise gering.

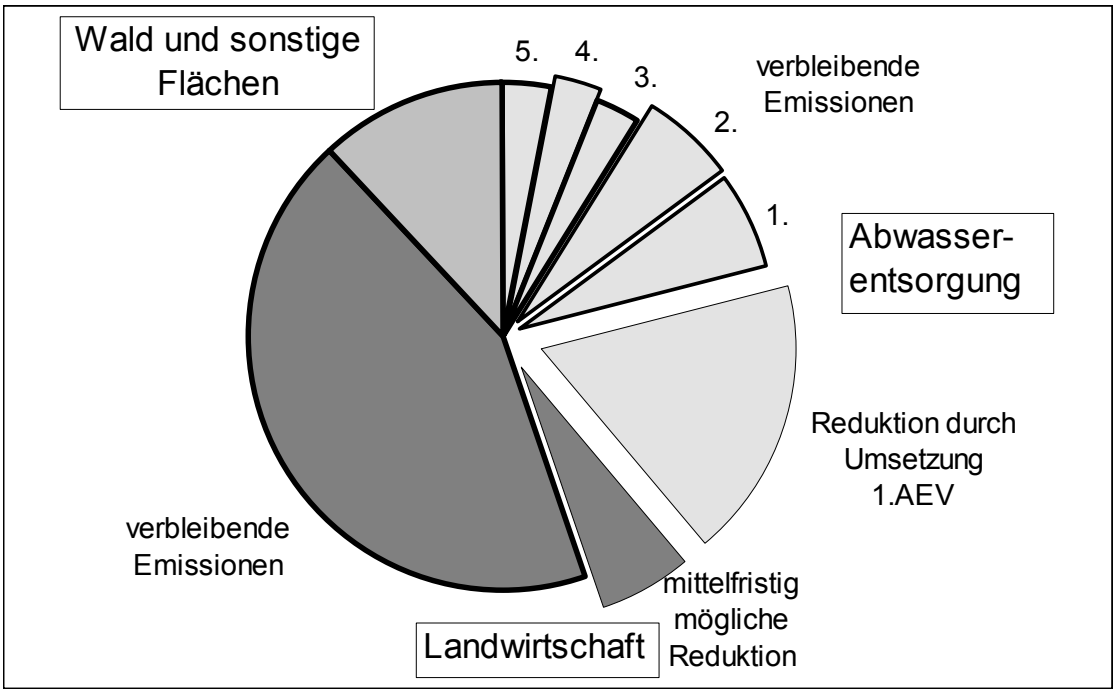
Tabelle 1: Quellen und Pfade von Phosphoreinträgen in die Oberflächengewässer Österreichs in % des Gesamteintrages (1996)

Pfad [%]	Quelle [%]				
	Landwirtschaft	Haushalt	Industrie + Gewerbe	Sonstige	Summe
Erosion + Abschwemmung	41	0	0	11	52
Untergrund + Grundwasser	2	2	0	1	5
ungereinigte Einleitungen	6	6	0	0	12
Abwasserreinigungsanlagen	0	16	15	0	31
Summe	49	24	15	12	100

Die Abbildung 1 zeigt die Quellen der Phosphoreinträge in die österreichischen Oberflächengewässer und Möglichkeiten für eine mittelfristige Reduktion. Für knappe 50 % der auf kommunalen Kläranlagen anfallenden Einwohnerwerte kann die 1.AEV (1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser) in Hinblick auf die Phosphorparameter als umgesetzt gelten. Eine vollständige Umsetzung bringt ausgehend vom Stand 1996 eine Reduktion um etwa 20 % der Gesamtemissionen. Reduktionen der Emissionen aus dem Bereich der Landwirtschaft sind voraussichtlich mittelfristig wesentlich geringer.

Die nach der Umsetzung der 1.AEV verbleibenden Emissionen über das Abwasser betragen noch etwa 20 % der derzeitigen Gesamtemissionen. Etwa ¾

dieser verbleibenden Emissionen kommen dann aus Kläranlagen mit bestehender etwa 85 %iger Phosphorelimination (Kläranlagen > 1000 EW). Eine weitere Reduktion dieser Emissionen ist durch einen erhöhten Fällmitteleinsatz und optimiertem Betrieb (etwa 91 %ige Phosphorelimination - siehe auch Ausführungen im Kapitel 3.1.5) bzw. durch eine Nachfällung mit Filtration (etwa 97 %ige Phosphorelimination - Kapitel 3.1.6) und durch eine Phosphorfällung auf Kläranlagen < 1000 EW möglich. Das Reduktionspotential liegt jeweils in der selben Größenordnung von etwa 3 - 6 % der derzeitigen Gesamtemissionen.



Legende:

1. zusätzliche Reduktion durch erhöhten Fällmitteleinsatz und optimierten Betrieb
2. zusätzliche Reduktion bei Einsatz der Filtration zur Nachfällung (ARAs > 1000 EW)
3. verbleibende Emissionen von Kläranlagen > 1000 EW
4. mögliche Reduktion durch Phosphorfällung bei Kläranlagen < 1000 EW
5. verbleibende Emissionen Kläranlagen < 1000 EW, Regenüberlauf, Senkgruben etc.

Abbildung 1: Quellen der Phosphoreinträge (1996) in Oberflächengewässer Österreichs und Möglichkeiten einer mittelfristigen Reduktion

Eine detailliertere Betrachtung einzelner Einzugsgebiete von österreichischen Fließgewässern zeigt deutliche regionale Unterschiede. So wurden für 11 (Teil-) Einzugsgebiete österreichischer Fließgewässer jeweils der abwasser- und der flächenbürtige Anteil an den gesamten errechneten Emissionen einander gegenübergestellt. Man sieht, daß beim Phosphor im Vergleich zu den gesamten

Emissionen der Beitrag über das Abwasser abgesehen von zwei Einzugsgebieten jeweils über 30 % liegt. In vier Fällen liegt der abwasserbürtige Beitrag sogar bei 60 %.

Während für den Ferntransport und den Eintrag in stehende Gewässer (z. B. Schwarzes Meer) die Gesamtphosphoreinträge von Bedeutung sein können, so ist für die empfangenden Fließgewässer eine differenziertere Betrachtung erforderlich. Der Phosphortransport im Gewässer ist stark von der Wasserführung abhängig (Beispiel: Abbildung 2). Eine Größenordnung von im Mittel etwa 30 % der Phosphorjahresfracht wird nur innerhalb weniger Tage bei Hochwasserereignissen transportiert (Kroiß *et al.*, 1997; Hamm, Glassmann, 1995). Die Einleitung von Abwasser erfolgt weitgehend kontinuierlich im wesentlichen als ortho-Phosphat. Aus der Landwirtschaft stammende Emissionen werden dagegen zu einem beträchtlichen Teil diskontinuierlich und partikulär gebunden eingetragen (Erosion). Stellt man nun den Einträgen aus dem Bereich Abwasserentsorgung jene Frachten gegenüber, die bei Nieder- und Mittelwasserführung in den Gewässern gemessen wurden, so ist der Anteil über das Abwasser deutlich größer, als es dem Anteil an den Gesamteinträgen entsprechen würde. Es ist daher anzunehmen, daß für die Einträge und den Transport von Phosphor bei Nieder- und Mittelwasserbedingungen, die Bedeutung der Einträge über das Abwasser noch deutlich höher ist, als dies bei der Betrachtung der Gesamteinträge der Fall ist.

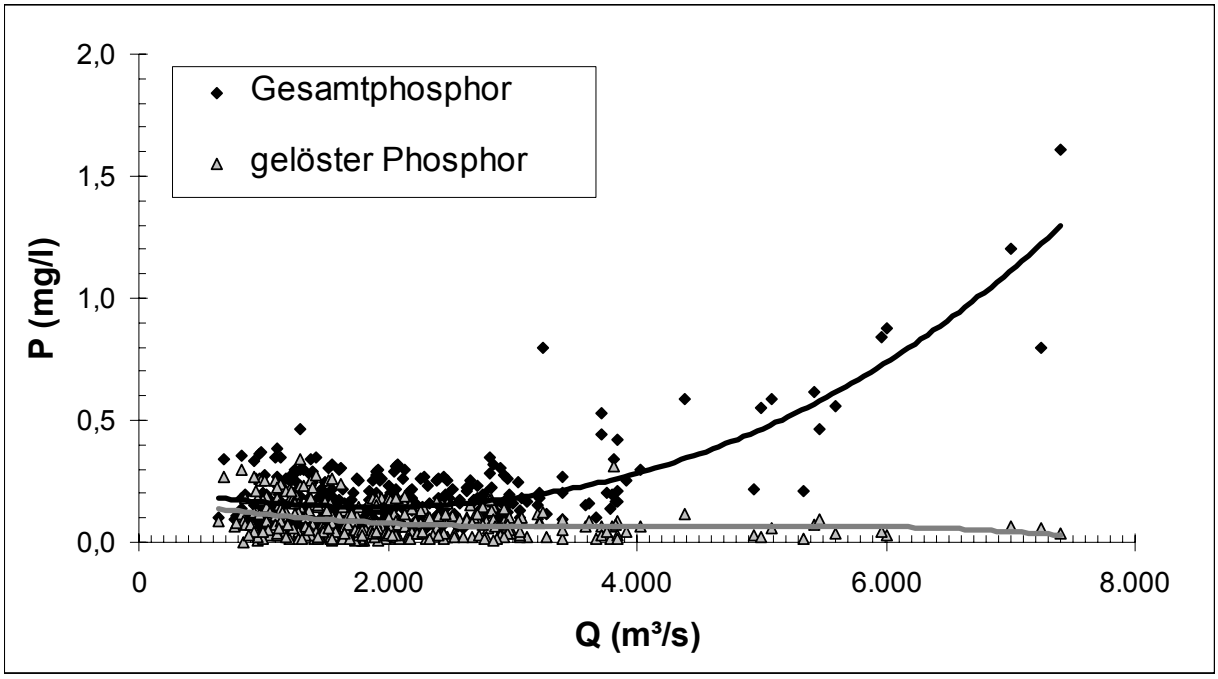


Abbildung 2: Durchflußmengen und Phosphorkonzentrationen der Donau bei Wien (1991 -1997) (Kroiß *et al.*, 1997)

In Tabelle 1 sind mittlere Konzentrationen verschiedener österreichischer Gewässer und eine durchschnittliche Konzentration aller österreichischer Gewässer bei Mittel- und Niederwasser und die erreichbaren mittleren Konzentrationen bei Umsetzung der 1 AEV für kommunales Abwasser für die jeweiligen Gebiete dargestellt. Es zeigt sich, daß alleine durch die Umsetzung der 1. AEV in vielen Gewässern Österreichs ein mesotropher bzw. oligotropher Zustand erreicht werden kann.

Tabelle 2: Mittlere Gesamtphosphor Konzentrationen bei Mittel- und Niederwasser jetzt und nach flächendeckender Phosphorelimination der Abwasserreinigungsanlagen. (Die Grenzwerte im Entwurf zur Immissionsverordnung betragen 0,15 mg Ges.P/l für Flachlandgewässer und 0,07 mg Ges.P/l für Berglandgewässer.)

	Einheit	Drau	Inn	Ybbs	Piesting - Pernitz	Piesting - Tattend.
Aktuelle mittlere Ges.P Konzentrationen	mg/l	0,03	0,10	0,06	0,02	0,09
zukünftige mittlere Ges.P Konzentrationen	mg/l	0,01	0,06	0,02	0,02	0,06

	Einheit	Leitha	Melk	Pielach	Krems	φ Österreich
aktuelle mittlere Ges.P Konzentrationen	mg/l	0,15	0,05	0,08	0,09	0,08
zukünftige mittlere Ges.P Konzentrationen	mg/l	0,04	0,04	0,02	0,04	0,05

Die Überlegungen zeigen deutlich, daß Maßnahmen zur Phosphorentfernung bei der Abwasserreinigung in Österreich einen wesentlichen Beitrag zur Reduktion der Phosphoreinträge in die Gewässer und damit zum Gewässerschutz in Österreich, aber auch über die Grenzen von Österreich hinaus, leisten können.

2 Phosphor im Abwasser

2.1 Frachten im Abwasser

Der Großteil des Phosphors in kommunalem Rohabwasser stammt aus menschlichen Ausscheidungen (Nahrungsmittel pflanzlicher und tierischer Art, Nahrungsmittelzusätze, Konservierungsmittel), der Rest aus Speiseresten und Waschmitteln. Dazu kommen Phosphor-Verbindungen aus gewerblichen und industriellen Abwässern über Indirekteinleitung, wobei vor allem die Nahrungs- und Genußmittelverarbeitung eine Rolle spielt. Viele Industrieeinleitungen sind dagegen phosphorarm.

Im Abwasser liegt Phosphor in Form von ortho-Phosphat, kondensierten Phosphaten (Di-, Tri-, Polyphosphat) und zum Teil als organisch gebundener Phosphor vor. Polyphosphate und andere hydrolysierbare P-Verbindungen werden normalerweise schnell von Mirkoorganismen zu ortho-Phosphat gespalten. In der biologischen Reinigungsstufe liegen daher die gelösten P-Verbindungen überwiegend als o-Phosphat vor; in dieser Form wird Phosphor in die Zellen aufgenommen.

Durch den Ersatz von Phosphaten in den Waschmitteln ist der Gesamtphosphoranfall im häuslichen Abwasser seit den 80er Jahren von ca. 5 g auf rd. 2 g P/(E.d) zurückgegangen (ATV M 206). Für Österreich konnte über eine Bilanzierung ausgehend von der landwirtschaftlichen Produktion und dem Konsum von Lebensmitteln und sonstigen phosphorhältigen Gebrauchsgütern

gezeigt werden, daß der Phosphorgehalt im Abwasser der Haushalte bei ca. 1,6 bis 2 g/(E.d) liegen dürfte (Kroiß *et al.*, 1997). Etwa 0,2 g P/(E.d) davon kommen aus unterschiedlichen Gebrauchsgütern, wie Geschirrspülmittel, Waschmittel etc., der Rest aus den menschlichen Ausscheidungen und Speiseresten. Im kommunalen Abwasser in Österreich liegt der spezifische Phosphoranfall durch den geringeren Phosphoranteil in gewerblichen und industriellen Abwässern derzeit bei etwa 1,5 g P/(EW.d) (Nowak, 1995). Bei kleinen Anlagen ist der P-Anfall vorwiegend durch das häusliche Abwasser geprägt und beträgt etwa 1,7 g/(EW.d) (Andreottola *et al.*, 1994).

2.2 Gesetzliche Anforderungen

Nach der 1. Emissionsverordnung für kommunales Abwasser (1. AEV) ist für Abwasserreinigungsanlagen ab 1000 EW_{60} Phosphorentfernung erforderlich. Das erforderliche Ausmaß der Entfernung ist indirekt über das Einhalten eines vorgeschriebenen Jahresmittelwertes (für die Eigenüberwachung) und die maximale Ablaufkonzentration (für die Eigen- und Fremdüberwachung) vorgegeben. Es ist kein erforderlicher Wirkungsgrad für die Phosphorentfernung vorgesehen.

Tabelle 3: Anforderung der 1. AEV hinsichtlich der Entfernung von P-Verbindungen

Anlagengröße	< 1000 EW_{60}	>1000 EW_{60}	>5 000 EW_{60}	>10 000 EW_{60} im Seeneinzugsgebiet:
Gesamt-P: Emissionswert	-	2 mg/l	1 mg/l	0,5 mg/l
max. Überschreitung	-	100 %	100 %	100 %

2.3 Wieviel P muß entfernt werden?

Bei den Verfahren der biologischen Abwasserreinigung (Belebungsverfahren, Tropfkörper etc.) wird ein Teil des gelösten Phosphats von den wachsenden Mikroorganismen zur Synthese von Zellverbindungen aufgenommen; außerdem können sich Phosphatverbindungen an den Schlammflocken anlagern. Da der Phosphor im kommunalen Abwasser im Überschuß vorhanden ist, hängt das Ausmaß der Phosphorentfernung über den biologischen Überschußschlamm

vom CSB-Abbau, welcher auch den Schlammanfall bestimmt, ab und ist unabhängig von der Phosphorzulauffracht.

Nach dem Arbeitsblatt A 202 der ATV (1992) wird in der biologischen Stufe bezogen auf den zugeführten BSB_5 1 % Phosphor durch Assimilation aus dem Abwasser entfernt. Bei der spezifischen Fracht von 60 g BSB_5/(EW.d) entspricht dies bereits 0,6 g P/(EW.d). Nowak (1995) ermittelte bei der Abschätzung der Nährstofffrachten im Klärschlamm bei Anlagen ohne zusätzliche P-Entfernung und vollständiger Stabilisierung des Überschußschlammes mit 0,6 - 0,65 g P/(EW.d) ähnliche Werte.

Je nach Abwasseranfall (bzw. Fremdwasseranteil) und spezifischer P-Fracht müssen entsprechend Abbildung 4 in Anwendung der 1. AEV im Mittel 0,5-0,8 g P/(EW.d) durch zusätzliche Maßnahmen aus dem Abwasser entfernt werden. Es wird klar ersichtlich, daß bei gleicher Ablaufkonzentration der Wirkungsgrad der Phosphorentfernung mit zunehmendem Fremdwasseranteil abnimmt.

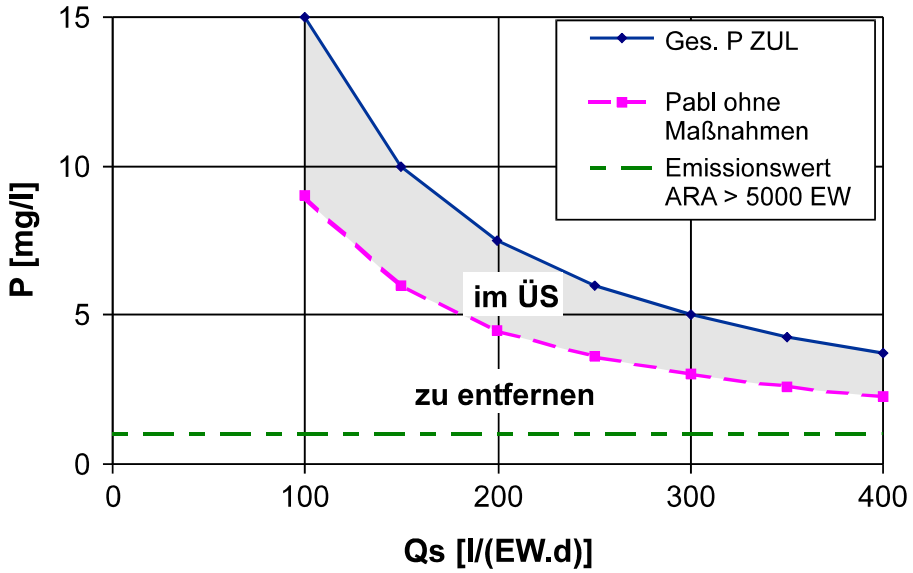


Abbildung 3: Zusätzlich zu entfernender Phosphor (als Konzentration der Tagesmischprobe) beim spezifischen Anfall von 1,5 g P/(EW.d) und 1 mg/l Pges im Ablauf.

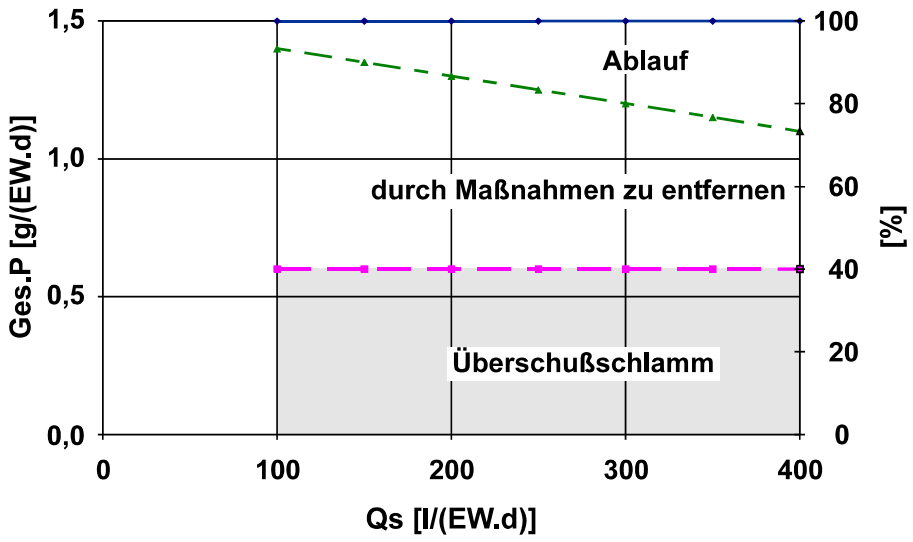


Abbildung 4: Erforderliche P-Entfernung als EW-spezifische Fracht und als Wirkungsgrad, bei 1,5 g P/(EW.d) im Zulauf und 1 mg/l Ges.P im Ablauf.

3 Verfahren der Phosphorentfernung

Die Entfernung von Phosphor aus dem Abwasser ist nur in fester Form („Schlamm“) möglich. Da P-Verbindungen im Abwasser vorwiegend in gelöster Form vorliegen, ergeben sich zwei wesentliche Anforderungen an ein Verfahren zur P-Entfernung, die Überführung in Feststoffe und die Abscheidung dieser Feststoffe.

Die beiden wesentlichen Verfahren zur Phosphorentfernung sind die chemische Fällung und die vermehrte biologische Phosphoraufnahme (Bio-P).

3.1 Fällung

Sehr viele mehrwertige Metallionen bilden mit ortho-Phosphat-Ionen schwer lösliche Metall-Phosphat-Verbindungen. Ein gewisser P-Anteil im Abwasser kann jedoch auch in Form von nicht fällbaren Phosphorverbindungen vorliegen.

Die allgemeine Reaktion mit dreiwertigen Metallionen (z. B. Fe^{3+}, Al^{3+}) kann folgendermaßen dargestellt werden:

$$Me^{3+} + PO_4^{3-} \rightarrow MePO_4$$

Neben den Metallphosphaten kommt es zur Bildung anderer Verbindungen, wie z. B. Me-Hydroxiden, $Me^{3+} + 3\,OH^{-} \rightarrow Me(OH)_3$. Neben der chemischen Fällung spielen Adsorptionsvorgänge an den Hydroxiden eine wesentliche Rolle. Nach Pöpel (1966) wird das zu „adsorbierende“ Anion (Phosphat) an der Oberfläche des Hydroxids nicht physikalisch gebunden, sondern gegen das Hydroxyl-Ion ausgetauscht. Bei nicht vollständigem Ionenaustausch sowie bei Fällmittelüberschuß kommt es zur Bildung von Hydroxophosphaten. Ein von Hahn (1987) entwickeltes Modell der Parallelität von Fällungs- und Flockungsvorgängen berücksichtigt sowohl chemische als auch adsorptive Effekte, demnach kommt es zur Bildung von Fällprodukten mit der chemischen Formel $Fe_m(OH)_n(PO4)_p(H_2O)_q$.

Bei der Zugabe von Kalk erfolgt die Ausfällung der Phosphate über die Anhebung des pH-Wertes. Es werden unlösliche Ca-Phosphate gebildet. Bei der Ca-Phosphat-Fällung ist das wichtigste Fällprodukt Hydroxylapatit $Ca_5(PO4)_3OH$ und Ca-Karbonat. Mit Ausnahme von sehr weichen Wässern sind im Abwasser genügend Ca-Ionen vorhanden, so daß grundsätzlich auch andere Methoden zur Anhebung des pH-Wertes vorstellbar sind.

Die Fällungs- und Flockungsprodukte wachsen durch physikalische und verfahrenstechnische Einflüsse unter Einschluß im Wasser enthaltener ungelöster, suspendierter Stoffe zu größeren Partikeln, die durch die herkömmlichen physikalischen Verfahren der Phasentrennung (z. B. Sedimentation, Filtration) von der flüssigen Phase (gereinigtes Abwasser) abgeschieden werden können.

Ein wirksames Verfahren zur Phosphorfällung muß im Wesentlichen vier Verfahrensschritte beinhalten:

- Dosierung des Fällmittels in Abwasser
- kurze intensive Durchmischung von Fällmittel und Abwasser bei hoher Turbulenz. Es kommt zur chemischen Fällung, Koagulation und Bildung von Mikroflocken. Als Aufenthaltszeit wird im allgemeinen ca. 1 min empfohlen.
- Bildung von Makroflocken. Reaktionszeit 20-30 min, bei geringer Turbulenz.
- Abscheiden der Flocke

Tabelle 4: Verfahren der Phosphorfällung

Verfahren	Dosierstelle	Feststoffabscheidung	Schlammanfall
Vorfällung	• Sandfang • Zulauf VKB	Vorklärbecken	erhöhter Primärschlammanfall
Simultanfällung	• Zulauf Belebungsbecken • Belebungsbecken • Ablauf Belebungsbecken • Rücklaufschlamm	Nachklärbecken (ev. + Filtration)	erhöhter Überschußschlammanfall
Nachfällung als Flockungsfiltration	(nur in Kombination mit anderen Fällverfahren)	Filter	Spülschlamm

3.1.1 Fällmittel

Aus wirtschaftlichen Gründen werden Fe^{3+}, Al^{3+}, und Ca^{2+} als Fällmetalle eingesetzt. Zweiwertiges Eisen muß zu dreiwertigem Eisen oxidiert werden, um niedrige Phosphat-Konzentrationen zu erreichen. Kalzium (in Form von Kalkhydrat) kommt vor allem wegen dem hohen erforderlichen pH-Wert (> 10) nur beim Verfahren der Vorfällung zur Anwendung.

Eine Unterscheidung kann hinsichtlich ihres Einflusses auf die Alkalität zwischen sauren und alkalischen Fällmitteln getroffen werden. Beim Einsatz saurer Fällmittel kommt es zur Bildung von H^+-Ionen. Diese binden im Abwasser vorhandenes Hydrogenkarbonat HCO_3^- und vermindern die Säurekapazität, wenn das dabei entstehende CO_2 entweicht. Wie bei der Nitrifikation kann dies zum Absinken des pH-Wertes führen. Alkalische Fällmittel erhöhen hingegen die Abwasseralkalität.

Bei geringer Karbonathärte des Abwassers kann durch Nitrifikation und den Einsatz von sauren Fällmitteln der pH-Wert im Belebungsbecken stark absinken. Zu beachten ist, daß bei pH-Werten unter 6,5 die Gefahr besteht, daß die Nitrifikationsleistung deutlich reduziert ist (z. B. Nowak und Svardal, 1990).

Tabelle 5: Handelsübliche Fällmittel und maximale Säureproduktion bei Phosphatfällung im Abwasser, in Anlehnung an Hahn und Langer (1993)

Fällmetall	Chemikalien	Änderung der Säurekapazität	
		ΔSK je gefälltem mol $H_2PO_4^-$	ΔSK je gefälltem mol Me-Hydroxid
Fe-III-Salz	Fe-Chlorid,Fe-III-Sulfat	-2 mol	-3 mol
Fe-II-Salz	Fe-II-Sulfat	-1 mol	-2 mol
Al-Salz	Al-Chlorid, Al-Sulfat	-2 mol	-3 mol
	Polyaluminiumchlorid*	0 bis 1 mol	-1 bis -2 mol
	Aluminat	+1 mol	0 mol
Kalzium	Kalkhydrat	+2 mol/mol CaO	+2 mol/mol CaO

* je nach Cl-Gehalt

3.1.2 Erforderliche Fällmittelmenge

Die komplexen Zusammenhänge der Fällung/Flockung erschweren eine theoretische Vorausberechnung der möglichen Eliminationsraten und erforderlichen Dosiermengen bei der P-Fällung.

Für den spezifischen Fällmittelverbrauch werden von der ATV im Arbeitsblatt A 202 (1992) überschlägige Mengen angegeben. Bei der Vorfällung mit Kalk hängt die erforderliche Fällmittelmenge im Wesentlichen von der Alkalität des Rohabwassers ab. Als Richtwert werden 50 - 150 mg/l CaO oder $Ca(OH)_2$ angegeben.

Die Angabe des Fällmittels erfolgt sinnvollerweise bezogen auf die Wirksubstanz (Eisen oder Aluminium), wegen der unterschiedlichen Atomgewichte nicht in kg sondern in mol.

Tabelle 6: Molgewichte der wesentlichen beteiligten Elemente

1 mol P	31,0 g	bez. auf P:
1 mol Fe	55,8 g	1,8 g/g
1 mol Al	27,0 g	0,87 g/g

Zur Charakterisierung des spezifischen Fällmitteleinsatzes bei der Fällung mit Eisen oder Aluminium wird das stöchiometrische (molare) Verhältnis $\beta = \frac{n\ mol\ Fällmetall}{mol\ Phosphor}$ angesetzt.

In der Literatur finden sich verschiedene Ansätze zur Angabe einer spezifischen Fällmittelmenge, z. B. bei Wedi (1992) oder Franz (1997). Auch in der Kläranlagenpraxis finden sich sehr unterschiedliche Berechnungsweisen (z. B. kg Fällmittel / kg entferntem Phosphat). Je nach Wahl der Bezugswerte wird damit eine andere Aussage gemacht.

Früher wurde das molare Verhältnis häufig auf den gesamten Phosphor im Zulauf bezogen. Mit dem Rückgang der Phosphorfrachten spielt die biologische Inkorporation bei der Entfernung eine steigende Rolle und kann heute nicht mehr vernachlässigt werden.

Bei Simultanfällung ist der durch Assimilation entfernte Phosphor zu berücksichtigen. Als Bezugsgröße für das Verhältnis Fällmetall / Phosphor dient im Arbeitsblatt A 202 der ATV die Konzentration des gelösten Phosphats an der Dosierstelle. Als Möglichkeiten zur Abschätzung der P-Aufnahme durch die Biomasse wird z. B. ein Ansatz von 1 % bezogen auf BSB_5 angegeben (stimmt sehr gut mit der P-Menge im stabilisierten Schlamm von 0,6 - 0,65 g P/(EW.d) überein); alternativ kann die Konzentration im Ablauf der Nachklärung ohne Fällung als Bezugswert.

Als Vereinheitlichung wird vorgeschlagen, bei der **Vorfällung** den **gesamten Phosphor im Zulauf**, bei der **Simultanfällung** den gesamten Phosphor im Zulauf **abzüglich** jener P-Menge, die für den **Biomasseaufbau** erforderlich ist, (Phosphor-„Überschuß“) als Bezugswert heranzuziehen. Da bei der Flockungsfiltration fast kein biologischer Schlamm entsteht, muß die P-Inkorporation in dieser Stufe nicht gesondert berücksichtigt werden. Daher wird die spezifische Fällmittelmenge auf den Gesamt-Phosphor im Zulauf zur Stufe der Flockungsfiltration bezogen.

3.1.3 Feststoffanfall

Durch die Bindung von gelösten Ionen an ein Fällmetall entstehen ungelöste anorganische Verbindungen, daher führt Phosphorfällung prinzipiell zur Bildung von Fällschlamm. Die zusätzliche Feststofffracht ergibt sich aus der

Menge der zugegebenen Chemikalien, aus den gebildeten Verbindungen sowie aus der Menge der zusätzlich entfernten ungelösten Feststoffe.

Bei Simultanfällung werden in den beiden Arbeitsblättern A 131 und A 202 Werte für die Zunahme des Überschußschlammanfalls angegeben (2,5 kg TS je zugegebenem kg Eisen bzw. 4,0 g TS je zugegebenem kg Aluminium). Den angegebenen Zahlenwerten liegt die Annahme zugrunde, daß alles Phosphat als Me-Phosphat gefällt wurde und eine bei ß = 1,5 stöchiometrisch überdosierte Menge Metall von 0,5 mol Me/mol P ausschließlich als Hydroxid vorliegt. „Mitgefällte“ organische Inhaltsstoffe werden nicht gesondert berücksichtigt.

Bei der Zugabe von gelöschtem Kalk $Ca(OH)_2$ als Fällmittel ist nach A 202 mit einer Feststoffzunahme von etwa dem 1,35-fachen Gewicht des dosierten Kalks zu rechnen.

Da der Fällschlamm in der Regel nicht getrennt erfaßt werden kann, liegen kaum Angaben über Betriebswerte vor.

3.1.4 Vorfällung

Beim Verfahren der Vorfällung wird das Fällmittel vor dem Vorklärbecken zugegeben, die Abscheidung der entstandenen Fällungsprodukte erfolgt mit dem Primärschlamm im Vorklärbecken. In jedem Fall ist darauf zu achten, daß im Ablauf der Vorfällung genügend Phosphor für die biologische Stufe vorliegt. Durch die Verminderung der Feststoffe im Zulauf zur biologischen Stufe kann es beim Belebungsverfahren zu einem Anstieg des Schlammindex kommen. Die „Mitfällung“ suspendierter und gelöster organischer Stoffe (CSB) führt zur Verschiebung des N/CSB- oder P/CSB-Verhältnisses.

Eine hohe Entfernungsrate für CSB in der Vorklärung kann zur C-Limitierung der Stickstoffentfernung durch Denitrifikation führen. In Anlagen mit Vorfällung und Nitrifikation/Denitrifikation kann die Anwendung von externen C-Quellen zur Denitrifikation erforderlich sein (z. B. Ødegaard *et al*., 1991).

Im Gegensatz zur konventionellen Vorklärung zur Phosphorentfernung mit einer Rückhaltewirkung von ca. 30 % der CSB-Fracht ist bei der Vorfällung mit etwas höherer CSB-Entfernung zu rechnen. Mit zunehmender Fällmittelzugabe können bis 75 % der CSB-Fracht entfernt werden (Ødegaard, 1992). Die vermehrte CSB-Entfernung in der Vorklärung führt zu einem geringeren Schlammanfall in der biologischen Stufe. Als Folge davon steigt das Schlammalter (beim

Belebungsverfahren) bzw. werden die Bedingungen für die autotrophen Organismen (im Biofilm) verbessert, in beiden Fällen wirkt dies günstig für die Nitrifikation. Dies kann sinnvoll zum Erzielen einer Nitrifikation eines organisch überlasteten biologischen Reaktors eingesetzt werden, z.B. bei maximaler Belastung zur Zeit niedriger Temperaturen (Winterfremdenverkehr) zum Erhalt der Nitrifikation als Alternative zu einer Erweiterung der biologischen Stufe, oder ganzjährig für Anlagen ohne Denitrifikation.

Aus diesen Effekten lassen sich zwei unterschiedliche Ziele für den Betrieb einer Vorfällungsstufe charakterisieren:

- Vorfällung zur Phosphorelimination (geringere Dosierung)
- Vorfällung zur Kohlenstoffentfernung (hohe Dosierung)

Mit dem Ziel der Phosphorentfernung aber auch - mit höherer Fällmitteldosierung - mit dem Ziel der Entlastung der biologischen Stufe wurden an Tauchkörperanlagen für mehrere Monate großtechnische Versuche zur Vorfällung betrieben. Die Angaben stammen von fünf unterschiedlichen Kläranlagen mit Ausbaugrößen zwischen 1200 und 2500 EW (IWAG, 1998). Der Emissionswert für Anlagen dieser Größe beträgt 2 mg/l Ges.P. In Abbildung 5 sind die Mittelwerte der Gesamt-Phosphor-Konzentrationen im Ablauf der Kläranlage im Vergleich zur spezifischen Fällmittelmenge angegeben. Als Bezugswert dient die Gesamt-P-Fracht des Zulaufs. Als Fällmittel kamen Eisen-III-chlorid, Polyaluminiumchlorid und Natriumaluminat zum Einsatz. Die Ergebnisse von vier Anlagen sind vergleichbar, auf Anlage 5 waren die Ablaufkonzentrationen mit unterschiedlichen Fällmitteln generell höher.

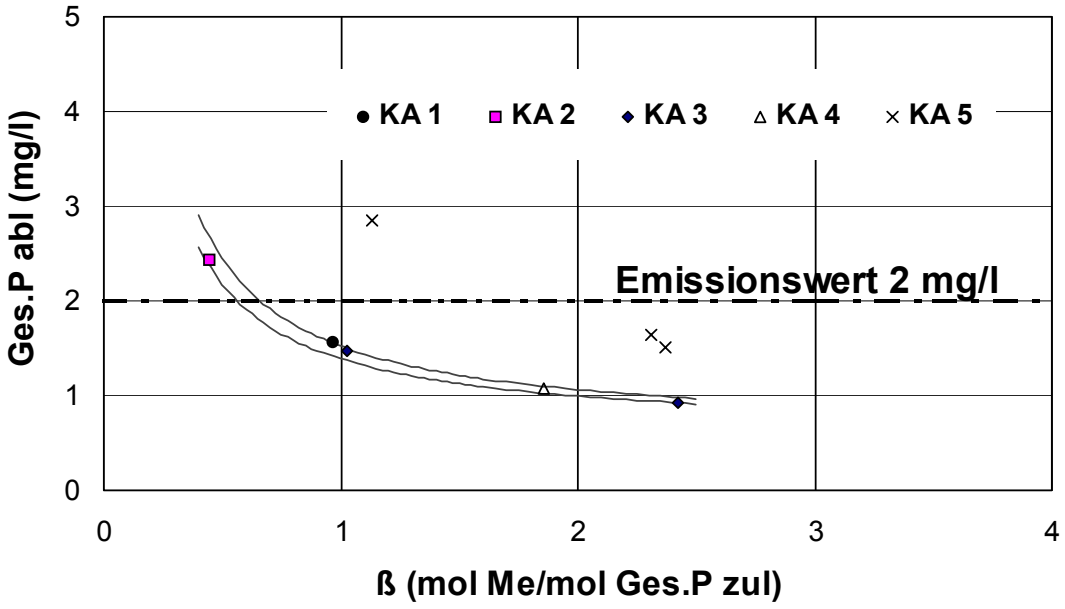


Abbildung 5: Ergebnisse von Versuchen zur Vorfällung

Als „globale Leistungsangabe“ für die Qualität der Phosphorentfernung werden bei Hahn und Langer (1992) für Vorfällung mit ß = 1 für alle üblichen Fällmittel Ges.P 2,0 mg/l und mit ß = 1,5 Ges.P 1,5 mg/l als Ablaufkonzentrationen angegeben. Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen kann im Normalfall damit gerechnet werden, daß die Emissionsanforderung ab ß = 0,7 mol Me/mol Ges.P eingehalten werden kann.

3.1.5 Simultanfällung

Beim Verfahren der Simultanfällung erfolgen der Abbau von Kohlenstoffverbindungen, Nitrifikation und Denitrifikation und die Phosphorfällung „simultan“ in einer Verfahrensstufe. Dabei kann das Fällmittel bei Belebungsanlagen in den Zulauf zur biologischen Stufe, in das Belebungsbecken oder in den Rücklaufschlamm dosiert, oder (für Belebungsanlagen oder Festbettverfahren) in den Zulauf zur Nachklärung dosiert werden.

Entgegen den Angaben des ATV Arbeitsblattes A 202 ist für rotierende Tauchkörper (wie generell für Biofilm-Verfahren) die Fällmittelzugabe in den

biologischen Reaktor nicht zu empfehlen, weil diese Vorgangsweise nur zur Beladung des Tauchkörpers mit Feststoffen und zu ungünstigen Bedingungen für die biologische Reinigung (v. a. Nitrifikation) führt.

Durch den Fällschlamm steigt die anorganische Feststofffracht des Überschußschlammes. Beim Belebungsverfahren steigt der anorganische Anteil im Belebtschlamm. Die Fällprodukte können die Belebtschlammflocken beschweren und dadurch die Absetzeigenschaften verbessern. Durch die hohe Aufenthaltszeit des Fällmittels (im Mittel ein Schlammalter) ist eine gute Ausnutzung der sekundären Fällprodukte (Me-Hydroxide) möglich.

Um einen Einblick in die Praxis der Simultanfällung zu bekommen, wurden die Betriebsdaten von acht österreichischen Kläranlagen in Hinblick auf Fällmitteleinsatz und erreichte Phosphorablaufwerte ausgewertet. Dabei wurden jeweils die Mittelwerte von Perioden mit einer Länge von einigen Monaten bis zu einem Jahr errechnet. Für einige Kläranlagen wurden zwei oder drei Perioden ausgewertet. Weiters wurden aus langjährigen Untersuchungen auf der Kläranlage Mödling, einer Kläranlage, die mit gezielter biologischer Phosphorentfernung in Kombination mit einer Simultanfällung betrieben wird, die Auswertung verschiedener Betriebszustände von Franz (1997) übernommen. Von der Kläranlage Eisenstadt-Eisbachtal wurden von Ludwig, Spatzierer und Matsché (1985) Betriebsdaten von 3 Jahren veröffentlicht. Diese Anlage ist nicht auf biologische Phosphorentfernung ausgelegt, wurde aber in dieser Zeit durch einen gedrosselten Sauerstoffeintrag gezielt in Richtung einer optimierten Nitrifikation/Denitrifikation und einer vermehrten biologischen Phosphorentfernung - in Kombination mit Simultanfällung - betrieben.

An den betrachteten Kläranlagen wurden verschiedene Fällmittel eingesetzt. Für einen Vergleich zwischen den Fällmitteln ist jedoch die Datendichte zu gering und die spezifische Situation der jeweiligen Kläranlage spielt daher eine zu große Rolle. Für die Berechnung des ß-Wertes wurde das molare Verhältnis zwischen eingesetztem Eisen bzw. Aluminium und dem Gesamtphosphorgehalt im Zulauf abzüglich einem Anteil, der für den Biomasseaufbau nötig ist, herangezogen. Der Anteil der jedenfalls in den Schlamm eingebunden wird, wurde für alle Kläranlagen mit 0,6 g/(EW.d) angenommen. Um eine Verfälschung der Ergebnisse durch Schlammverluste zu verhindern, wurde ein Einfluß von massivem Schlammverlust aus der Nachklärung auf die

Ablaufwerte rechnerisch eliminiert. Die Ergebnisse dieser Erhebungen sind in Abbildung 6 dargestellt.

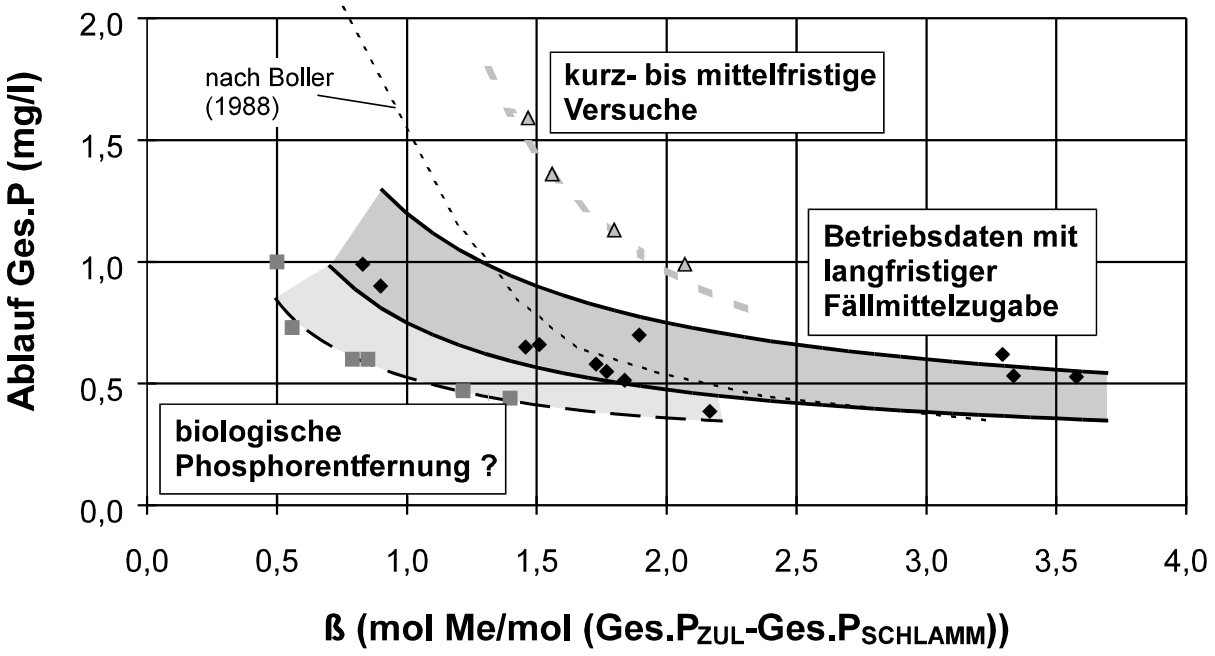


Abbildung 6: ß - Wert und mittlere Phosphorablaufkonzentrationen verschiedener österreichischer Kläranlagen mit simultaner Phosphorfällung

Betrachtet man die Abbildung 6 fällt auf, daß für vier Betriebspunkte ein wesentlich ungünstigeres Verhältnis von ß-Wert zu Ablaufkonzentration gegeben ist als es den anderen Werten entsprechen würde. Diese Betriebspunkte wurden alle bei relativ kurzfristigen Versuchen (2 - 4 Monate) zur Fällmitteldosierung auf Kläranlagen erhoben, wo sonst keine Phosphorfällung durchgeführt wird. Möglicherweise sind solche Versuchsphasen für eine Optimierung der Fällung zu kurz. Zudem ist die Zeit zu beachten, die erforderlich ist, um den Gleichgewichtszustand der Fällmittelkonzentration im Schlamm und damit eine volle Ausnutzung des eingesetzten Fällmittels zu erreichen. Die bei diesen Versuchen ermittelten Datenpunkte werden für die weitere Diskusssion der Ergebnisse nicht mehr berücksichtigt.

Die Mehrzahl der Betriebspunkte, die auf Kläranlagen mit jahrelanger Phosphorfällung ohne biologische Phosphorelimination ermittelt wurden, zeigen einen vergleichsweise deutlichen Zusammenhang zwischen ß-Wert und Ablaufkonzentration. Ein im Normalfall gesichertes Einhalten eines Grenzwertes von 1 mg Ges.P/l ist mit einem ß-Wert von 1,5 zu erreichen. Unter günstigen Bedingungen und bei optimierter Fällmittelzugabe dürfte dieser Wert

jedoch auch ohne „Bio P“ bereits bei geringeren ß-Werten zu erreichen sein. Ein Großteil der betrachteten Kläranlagen fällt mit einem ß-Wert deutlich größer als 1,5, obwohl nur zwei der Kläranlagen einen Grenzwert von im Mittel 0,5 mg Ges.P/l einhalten müssen. Ein Wert von im Mittel 0,5 mg Ges.P/l ist mit Simultanfällung zu erreichen, wie an den Kläranlagen Wulkaprodersdorf und Wolfgangsee-Ischl gezeigt werden kann. Der erforderliche ß-Wert liegt ohne Bio-P bei etwa 2 - 2,5.

Bei drei Anlagen wurden für einen der betrachteten Betriebszeiträume trotz sehr hohem Fällmitteleinsatz (ß > 3) mittlere Ablaufkonzentrationen > 0,5 mg Ges.P/l gemessen. Der zu erreichende Grenzwert betrug jeweils 1 mg Ges.P/l. Ein Wert von < 0,5 mg Ges.P/l wurde daher nicht gezielt angestrebt. Jeweils dürften Probleme mit den Schlammeigenschaften oder eine Rücklösung von Phosphor in der Nachklärung der Grund für vergleichsweise hohe Ablaufwerte gewesen sein. Um einen Wert von 0,5 mg Ges.P/l einhalten zu können ist daher ein sorgfältiger Betrieb (z.B. Vermeiden von Rücklösung in der Nachklärung durch zu lange Aufenthaltszeiten des Schlammes) und eine weitgehender Feststoffrückhalt erforderlich. Bei ungünstigen Schlammeigenschaften (Blähschlamm) werden die 0,5 mg Ges.P/l auch bei hohen Fällmittelmengen kaum einzuhalten sein.

Von Boller (1988) wird ebenfalls eine Beziehung zwischen Phosphorkonzentrationen im Ablauf und ß-Werten angegeben. Ein Vergleich ist nur bedingt möglich, da Boller sowohl für den ß-Wert als auch für den Ablauf den gelösten Phosphor als Bezugsgröße heranzieht und zudem die Kurve aus einer Zeit mit höheren spezifischen Phosphorfrachten stammen dürfte. Mit typischen Verhältnissen von gelöstem Phosphor zu Gesamtphosphor in Zu- und Ablauf wurde eine Umrechnung der Werte von Boller durchgeführt. Bei einem Vergleich der adaptierten Werte von Boller mit den hier erhoben Betriebsdaten sieht man, daß ab einem ß-Wert von ca. 1,3 eine recht gute Übereinstimmung gegeben ist. Bei geringeren ß-Werten werden bei Boller jedoch wesentlich höhere Ablaufkonzentrationen angegeben. Dies läßt sich durch die voraussichtlich höheren Ausgangskonzentrationen zur Zeit der Untersuchungen, auf denen die Angaben von Boller basieren, erklären.

Sechs der Betriebspunkte zeigen ein deutlich günstigeres Verhältnis von ß-Wert zu Phosphorablaufkonzentration als es den anderen Datenpunkten entsprechen würde. Einer dieser Betriebspunkte wurde für die Kläranlage Mödling, welche

mit gezieltem Bio-P betrieben wurde, ermittelt. Hier ist ein vergleichsweise geringer Fällmittelverbrauch verständlich. Wesentlich auffälliger dagegen ist, daß vier weitere Betriebspunkte der Kläranlage Mödling, bei denen auf dieser Anlage ebenfalls vermehrte biologische P-Entfernung angestrebt wurde, nicht wesentlich von den Datenpunkten der Kläranlagen ohne Bio-P abweichen.

Drei der Betriebspunkte, wo bei vergleichsweise geringem Fällmittelbedarf gute Ablaufwerte ermittelt wurden, stammen von der Kläranlage Eisenstadt-Eisbachtal und sind die Mittelwerte aus den Jahren 1982, 83 und 84. Die Anlage wurde in dieser Zeit mit optimierter Nitrifikation/Denitrifikation (Nitratablaufwert im Jahresmittel jeweils ca. 6 mg/l) durch eine gedrosselte Belüftung auch in Hinblick auf eine vermehrte biologische Phosphorentfernung betrieben, ohne daß dafür ein eigenes Anaerobbecken zur Verfügung gestanden wäre.

Ein weiterer Betriebspunkt mit einem sehr günstigen Verhältnis von ß-Wert zur Phosphorkonzentration im Ablauf stammt von der Kläranlage Wallersee-Nord. Dies ist eine Anlage mit simultaner Nitrifikation/Denitrifikation und sogenannter „gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung“, die in Hinblick auf eine optimierte Denitrifikation, daß heißt mit einem hohen Anteil an anoxischem Beckenvolumen, betrieben wurde (Nowak, 1998). Dieser Betrieb führte einerseits zu einem geringen Stabilisierungsgrad und damit vergleichsweise hohem Schlammanfall und andererseits zu geringen Nitrat-Ablaufkonzentrationen (ganzjährig Monatsmittel < 2 mg/l), so daß das Auftreten von anaeroben Zonen im Belebungsbecken anzunehmen ist. Der hohe Schlammanfall führt zu einem vergleichsweise hohem Austrag von Phosphor über den Schlamm auch ohne Fällung. Dies alleine reicht jedoch als Erklärung für den geringen Fällmittelbedarf nicht aus. Selbst wenn man den Austrag über den Schlamm um 50 % höher als bei den anderen Kläranlagen annehmen würde (was sicher zu hoch gegriffen ist), würde der Fällmittelbedarf für die Fällung noch deutlich geringer sein als bei den Kläranlagen ohne biologische Phosphorentfernung.

Unter den gegebenen Bedingungen kann es aber durchaus auch zu einer vermehrten biologischen Phosphoraufnahme kommen, obwohl die Anlage nicht gezielt auf Bio-P ausgelegt ist oder in diese Richtung hin betrieben wird. Auch der Vergleich mit den anderen „Bio-P - Anlagen“ legt die Vermutung nahe, daß

bei der Kläranlage Wallersee-Nord tatsächlich eine „simultane biologische Phosphorentfernung“ auftritt.

Auch auf der Kläranlage Wolfgangsee - Ischl wurden im Betriebsjahr 1997 sehr gute Phosphorablaufwerte mit einer vergleichsweise geringen Fällmitteldosierung erreicht. Die Anlage wird von Keil und Nowak (1992) beschrieben. Im Jahre 1997 wurde sie mit einer teilweise vorgeschalteten Denitrifikation und Nitrat-Ablaufwerten im Sommer von ca. 3 mg/l betrieben. Auch hier kann das Auftreten von anaeroben Zonen und damit eine vermehrte biologische Phosphorelimination der Grund für den geringen Fällmittelbedarf sein.

Die Schwierigkeit einer eindeutigen Zuordnung, welcher Teil der Phosphorelimination nun eine „normale“ Aufnahme durch den Schlamm und welcher Teil eine vermehrte „Bio-P“ Aufnahme des Schlammes auf Grund der Abfolge von anaeroben und aeroben Zonen ist, liegt darin, daß der Überschußschlammanfall und damit auch die „normale“ Phosphoraufnahme in Abhängigkeit vom Stabilisierungsgrad deutlich schwanken kann. So ist der Stabilisierungsgrad bei Anlagen mit gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung geringer und damit der Schlammanfall größer. Aber auch bei Anlagen mit getrennter Stabilisierung und Entwässerung unter Zugabe von Eisenchlorid und/oder Kalk kann durch den Rohschlammabzug aus der Belebung vermehrt Phosphor entfernt werden, welcher dann bei der Entwässerung extern gefällt wird, ohne daß dies in der Berechnung des ß-Wertes aufscheint. Die Annahme einer „normalen“ Aufnahme von 0,6 g /(EW.d) stellt einen Mittelwert dar.

Nimmt man an, daß sich diese Unsicherheiten im Mittel wieder ausgleichen, so ist zu erkennen, daß bei den Anlagen mit einer Kombination von bio-P und Simultanfällung eine deutliche Einsparung des Fällmitteleinsatzes möglich ist. Daß diese Einsparung bei der Kläranlage Mödling bei einem Großteil der Betriebszustände scheinbar nicht auftrat, dürfte möglicherweise daran liegen, daß zuviel Nitrat im sogenannten „Anaerobbecken“ war.

In Abbildung 7 sind die ß-Werte der betrachteten Kläranlagen gegen die Gesamtphosphor-Entfernungsraten aufgetragen. Die Werte, die bei kurz- bis

mittelfristigen Versuchen gefunden wurden, und die Werte der Kläranlage Eisenstadt-Eisbachtal sind dabei nicht enthalten. Die Betriebsdaten werden in dieser Abbildung Ergebnissen von Laborversuchen zur Simultanfällung, die von Wedi (1992) beschrieben wurden, gegenübergestellt. Da bei Wedi nur die Eliminationsraten bezogen auf den „fällbaren“ Phosphor angegeben wurden, mußten die Ergebnisse für einen Vergleich mit den hier präsentierten Betriebsdaten umgerechnet werden. Dafür wurde angenommen, daß bei einer spezifischen Phosphorfracht im Abwasser von 1,5 g P/(EW.d) etwa 0,6 g P/(EW.d) durch den Schlamm aufgenommen werden und etwa 0,04 g P/(EW.d) jedenfalls als „nicht fällbarer“ Anteil in den Ablauf gehen.

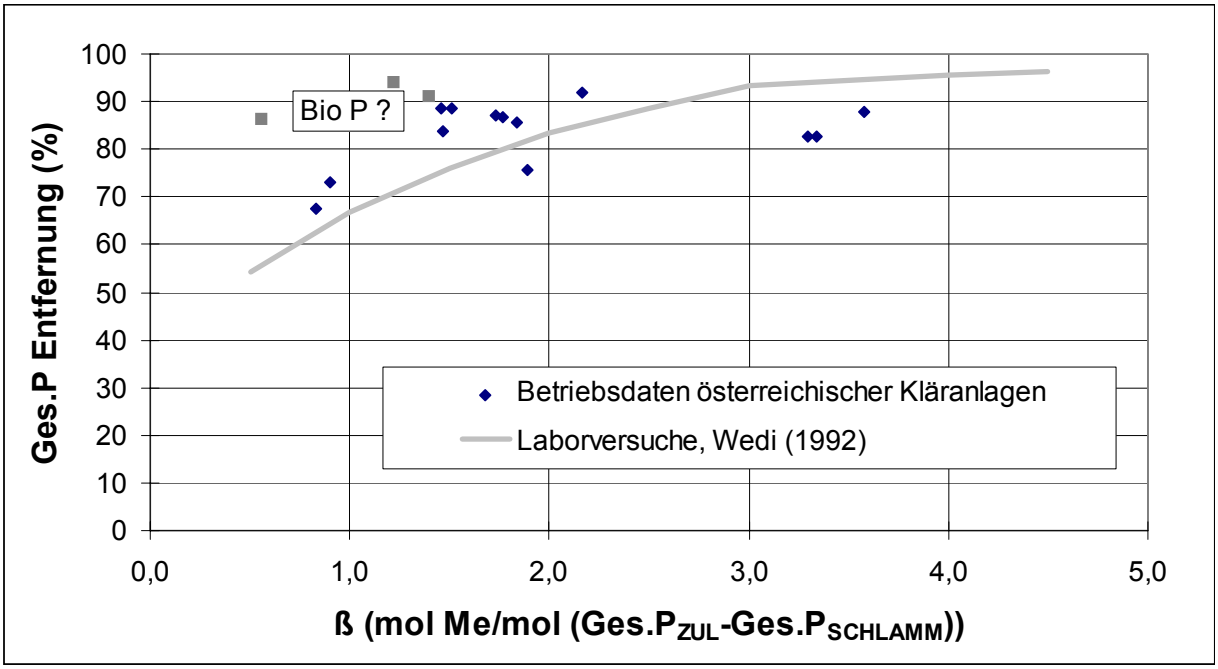


Abbildung 7: ß-Wert und mittlere Phosphorentfernungsraten verschiedener österreichischer Kläranlagen und Vergleich mit Laborversuchen von Wedi (1992)

Vergleicht man die Ergebnisse aus den Betriebsdaten mit den Laborversuchen von Wedi (1992) so sieht man, daß der Verlauf der Ergebnisse im Bereich von ß 1-2 ähnlich ist, während bei höheren ß-Werten die Betriebsergebnisse hinter den Entfernungsraten der Laborversuche zurück bleiben. Dies ist verständlich, weil im Bereich von Entfernungsraten von 90 % und darüber - neben dem „nicht fällbaren“ Phosphor - die Bedeutung von geringfügigen Schlammverlusten und von Rücklösungserscheinungen im Nachklärbecken zunimmt. Die Ergebnisse der Betriebsdaten zeigen, daß bei einem ß-Wert von rund 1,5 im Mittel eine

85 %ige Phosphorentfernung erreicht werden konnte. Eine Phosphorentfernung durch Simultanfällung bis knapp über 90 % scheint möglich, jedoch bringt eine Steigerung des ß-Wertes über ca. 2,5 keine erkennbare Verbesserung mehr. Auch bei dieser Auswertung ist Fällmitteleinsparung bei den „bio-P Anlagen“ deutlich zu erkennen.

3.1.6 Nachfällung als Flockungsfiltration

Unter den derzeit angewendeten Verfahren zur Phosphat-Fällung können nur bei der Flockungsfiltration Ablaufkonzentrationen von deutlich weniger als 0,5 mg P/l gesichert eingehalten werden.

Beim Verfahren der Flockungsfiltration erfolgen die Schritte Fällung, Flockung und Abscheiden der Flocken in einer getrennten Stufe, als Abscheideeinrichtung für die Fällprodukte dienen Filter. Flockungsfiltration kann sinnvoll für die Rest-Phosphat-Entfernung (z. B. nach der Simultanfällung) angewendet werden. Die P-Konzentrationen im Zulauf zur Flockungsfiltration sollten dabei relativ gleichmäßig und gering sein. Ca. 1 mg/l sollen nicht wesentlich überschritten werden, um tolerable Filterstandzeiten zu erreichen.

In den Jahren 1992 bis 1995 wurden am Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft Versuche mit einer Pilotanlage (Durchsatz bis zu 5,6 m^3/h) zur Abwasserfiltration als Nachreinigungsstufe auf drei Kläranlagen durchgeführt. Bei der Pilotanlage handelte es sich um einen von oben nach unten durchströmten Überstau-Zweischichtfilter, der wahlweise als reine Filtration oder mit Fäll- und Flockungsmitteldosierung als Flockungsfiltration betrieben werden konnte. Als Filtermaterial wurden Hydroantrazit als obere Filterschicht (1,6 - 2,5 mm bzw. 2 - 4 mm Korngröße) und als untere Schicht Quarzsand (0,7 - 1,2 mm bzw. 1 - 2 mm) verwendet. Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

Um einen sinnvollen Filterbetrieb aufrechterhalten zu können, ist es erforderlich, massive Schlammverluste aus der Nachklärung zu vermeiden. Anderenfalls verkürzt die hohe Beladung des Filters mit Schwebstoffen die Standzeiten zwischen zwei Rückspülungen so weit, daß die Nettofiltratproduktion (Filtratmenge abzüglich des Filtrates, welches für die Rückspülung verwendet wird) stark abnimmt. Auf der Versuchsanlage konnte der Filter mit der gröberen Körnung (Hydroantrazit 2 - 4 mm, Quarzsand 1 - 2 mm) mit bis zu 150 mg/l Schwebstoffen in einer 2 Stundenmischprobe noch betrieben werden. Bei der

kleineren Körnung war der Betrieb schon bei wesentlich geringeren Schwebstoffgehalten nicht mehr sinnvoll möglich. Dies schränkt die Anwendung des Filters als Nachreinigungsstufe zur reinen Schwebstoffabtrennung ohne Fällung stark ein. Bei gut funktionierenden Nachklärbecken ist die Reinigungsleistung gering, bei schlecht funktionierenden Nachklärbecken ist eine Funktion nicht gesichert.

Bei der Flockungsfitration wird die Menge des zudosierten Fällmittels durch die Kapazität und damit durch die Standzeiten des Filters begrenzt. In der Literatur wird zumeist von einer Phosphorkonzentration im Zulauf von < 1 mg/l gesprochen, die erforderlich ist um einen wirtschaftlichen Betrieb des Filters aufrechterhalten zu können (Standzeiten > 10 h). Bei den Versuchen mit der Pilotanlage wurde eine Obergrenze für die Fällmitteldosierung von ungefähr 3 mg Fe/l ermittelt um Standzeiten von > 10 Stunden aufrechterhalten zu können. Dies bedeutet eine maximale Zulaufkonzentration von ca. 0,9 mg P/l bei Fällung mit ß - Werten um 2 und von maximal 0,5 mg P/l mit ß - Werten zwischen 3 und 4.

In Abbildung 8 sind mittlere Ablaufkonzentrationen in Abhängigkeit vom ß-Wert für die Versuche mit der Flockungsfiltrationspilotanlage auf der Kläranlage Mödling dargestellt. Die Ergebnisse sind Angaben von Boller (1988), die aus der Auswertung einer Reihe von Betriebsergebnissen ermittelt wurden, gegenüberstellt. Über weite Strecken stimmen die Ergebnisse von Mödling gut mit den Angaben von Boller überein. Nur bei geringeren ß-Werten wurden bei Boller schlechtere Ablaufwerte ermittelt. Dies hängt jedoch damit zusammen, daß bei den Versuchen in Mödling bereits die Zulaufkonzentrationen zum Filter vergleichsweise gering waren. Die Abbildung zeigt, daß bei einem ß-Wert von etwa 2 ein Ablaufwert von im Mittel 0,2 mg Ges.P/l erreicht werden kann. Bei einem ß Wert von 4 - 5 scheint auch das Erreichen von im Mittel 0,1 mg Ges.P/l möglich. Allerdings stellt der Betrieb mit so hohem spezifischen Fällmitteleinsatz hohe Anforderung an die „Vorreinigung“ durch Simultanfällung, wie zuvor gezeigt werden konnte. Bei Filtrationsversuchen auf der Kläranlage Wulkatal konnten bei ß-Werten von im Mittel 5 Ablaufwerte von im Mittel 0,15 mg Ges.P/l erreicht werden.

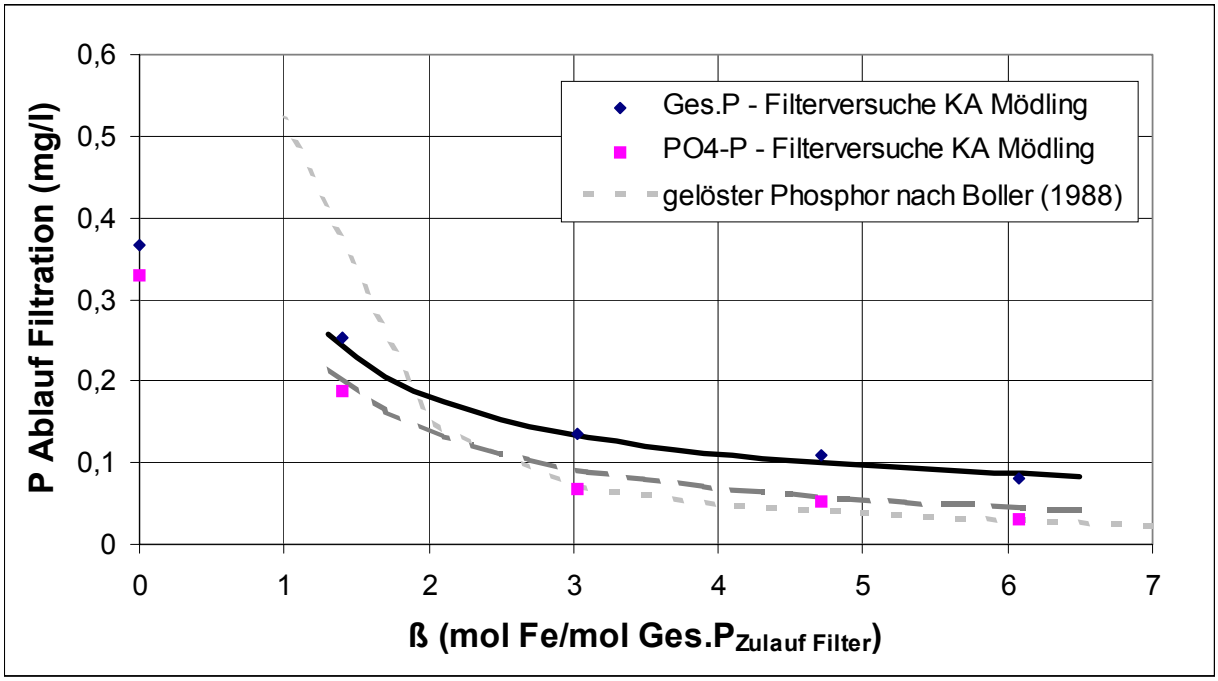


Abbildung 8: Mittlere Phosphorablaufkonzentrationen in Abhängig vom ß - Wert

Sollen niedrige Phosphorablaufkonzentrationen erreicht werden (< 0,5 mg/l), bringt eine Kombination von Simultanfällung und nachgeschalteter Flockungsfitration eine bessere Ausnutzung der eingesetzten Fällmittel als eine Simultanfällung alleine. Berücksichtigt man, daß bei der Flockungsfiltration, die Bezugsgröße zur Berechnung des ß-Wertes um einen Faktor von 5 - 10 geringer ist als bei der Simultanfällung, so sieht man, daß der Fällmittelbedarf vergleichsweise gering ist.

Die Fällungsflocken besitzen im Gegensatz zu den Schwebstoffen im Ablauf der Nachklärung eine gute Filtergängigkeit. Ein Durchbruch dieser Fällungsflocken durch den Filter tritt daher vielfach bereits nach einer Filterlaufzeit (Zeit seit der letzten Spülung) von nur wenigen Stunden auf. Dieser Durchbruch kann zu einer deutliche Verschlechterung der Ablaufqualität führen. Eine Steuerung der Rückspülung über eine Kontrolle der Trübung im Ablauf ist daher - zusätzlich zu einer Steuerung über den Druckverlustes im Filter - vorteilhaft. Zudem ist der Einsatz von Polymeren als Flockungshilfsmittel erforderlich. Über einen optimierten Einsatz von Polymeren kann die Ausnutzung des Filtervolumens (Filterbeladung) verbessert werden. Da bei einer guten Wirkung der Nachklärung die Schwebstoffe im Zulauf zum Filter im wesentlichen durch die zugegebene Fällmittelmenge bestimmt werden, ist es sinnvoll, die Dosierung von Flockungshilfsmitteln in Abhängigkeit von der Fällmittelmenge

durchzuführen. Die benötigten Polymermengen liegen in einer Größenordnung von rund 0,1 g PE/g Fe.

Für die Abwasserfiltration sind Filtergeschwindigkeiten von etwa 10 m/h üblich. Auf der Pilotanlage konnten auch mit größeren Geschwindigkeiten gute Erfahrungen gemacht werden. Allerdings erhöhen sich dann die Anforderungen an eine optimierte Dosierung von Flockungshilfsmitteln, da ansonsten die Gefahr von Durchbrüchen von Schwebstoffen steigt.

Untersuchungen zur Keimzahlreduktion bei der Filtration zeigten eine durchschnittliche Reduktion bei der Gesamtkeimzahl um einen Faktor 3 - 4, bei E coli um einen Faktor von 4 - 5 und bei fäkalkoliformen Keimen um eine Faktor 3 (Tabelle 7). Die hygienischen Anforderungen an die Badewasserqualität nach ÖNORM M6230 (GKZ < 1000 / ml; E. coli < 100 in 100 ml und Salmonellen in 1l nicht nachweisbar) konnte durch Filtration für die Gesamtkeimzahl zwar fallweise erreicht, doch für keinen der Parameter eingehalten werden. Die Anforderungen an die Oberirdischen Zuflüsse zu Badegewässern (GKZ < 104 / ml; E. coli < 1000 in 100 ml) konnten im Falle der Gesamtkeimzahl eingehalten werden, allerdings wurden sie fallweise bereits im Ablauf der Kläranlage erreicht.

Tabelle 7: Keimzahlreduktion der Filtrationspilotanlage

	Zulauf KA (Keime/ml)	Zulauf Filter (Keime/ml)	Ablauf Filter (Keime/ml)
GKZ (37°C, 48 h): MW Minimum - Maximum	$4{,}7 \cdot 10^6$ ($2{,}6 - 10{,}4 \cdot 10^6$)	7200 (990 - 14400)	2100 (350 - 5900)
Meßwerte	8	32	32
E. coli: MW Minimum - Maximum		180 (1 - 1600)	40 (1 - 170)
Meßwerte		21	21
Fäkalcoliforme: MW Minimum - Maximum		880 (23 - 1900)	270 (19 - 270)
Meßwerte		16	16

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der Nutzen der Flockungsfiltration in einer Schwebstoffreduktion (CSB, N) - ausgehend von typischen Werten im Nachklärbeckenablauf - von 5 - 20 mg/l auf < 5 mg/l und einer Reduktion des Gesamtphosphors von 0,5 auf 0,1 - 0,2 mg/l liegt. Wie in Kapitel 1 gezeigt werden konnte, würde die Reduktion der derzeitigen Phosphor-

Gesamtemissionen Österreichs rund 5 % betragen, wenn alle Kläranlagen > 1000 EW mit einer Flockungsfiltration ausgerüstet werden würden. Kroiß (1996) gibt als gesamte Jahreskosten für die Flockungsfiltration 55 - 105 öS pro Einwohnerwert (EW) und Jahr an. Das sind etwa 110 - 220 öS pro Einwohner (E) und Jahr bzw. 8 - 15 % der Jahreskosten einer Kläranlage. Umgerechnet auf den entfernten Phosphor betragen die Kosten 1750 öS/kg P. Die spezifischen Kosten für eine Simultanfällung betragen dem gegenüber nur etwa 90 öS/kg P und sind demnach um einen Faktor von etwa 20 günstiger. Die Filtration zur Nachreinigung stellt demnach einen wichtigen Kostenfaktor dar und hat eine vergleichsweise ungünstiges Kosten-Nutzenverhältnis. Es wird daher im Einzelfall kritisch zu beurteilen sein, ob diese Kosten zum Erreichen eines Gewässerschutzzieles gerechtfertigt sind, bzw. ob nicht andere Maßnahmen das selbe Ziel kostengünstiger erreichen können.

3.1.7 Auswahl des Fällmittels

Es ergeben sich mehrere Ansprüche hinsichtlich der Auswahl eines Fällmittels für den Betrieb einer Kläranlage, z. B.

- Kosten für das Fällmittel: In erster Näherung wird davon ausgegangen, daß unterschiedliche Fällmittel bei spezifisch gleicher Dosiermenge (ß - mol Me/mol P) die gleiche Wirkung hinsichtlich der erreichbaren Ablaufkonzentration zeigen. In diesem Fall ist die Vergleichbarkeit unterschiedlicher Fällmittelpreise durch eine Umrechnung (z. B. von öS/kg) auf *öS/mol Wirksubstanz* gegeben.

- Kosten bei der Schlammbehandlung und -entsorgung: Da der zusätzliche Schlammanfall in den meisten Fällen nicht gemessen werden kann, können die spezifischen Angaben nach Kapitel 3.1.3 für eine Abschätzung angesetzt werden.

- Alkalität: Bei geringer Karbonathärte des Trinkwassers ist die Verringerung der Alkalität durch die Vorgänge der Abwasserreinigung abzuschätzen. In kritischen Fällen sind die Kosten bei Verwendung eines alkalisch wirkenden Fällmittels jenen gegenüberzustellen, die bei Verwendung eines günstigeren

sauren Fällmittels und zusätzlichem Neutralisationsmittel (z. B. Kalkmilch) zu erwarten sind.

- Schwermetalleinträge: Wie auch in Kapitel 3.1.9 gezeigt wurde, sollte auch Qualitätsbewußtsein in Hinblick auf die Schwermetallgehalte von Fällmitteln in die Entscheidung miteinbezogen werden.

Wegen der Unterschiedlichkeit der Abwässer kann die im Einzelfall erzielbare Wirkung eines Fällmittels auf einer Kläranlage schließlich im praktischen Einsatz festgestellt werden. Auch die optimale Dosierstelle kann nur für den Einzelfall angegeben werden. Hierbei wird für Simultanfällung zur Zeit häufig der Ablauf des Belebungsbeckens als günstige Stelle angesehen. In hydraulischer Hinsicht (in der Leitung ausreichende Turbulenz, Beruhigungszone im Nachklärbecken) können dadurch günstige Voraussetzungen genutzt werden.

3.1.8 Aspekte bei der Beurteilung der Wirksamkeit von Fällmitteln im Betrieb am Beispiel der Simultanfällung

Vergleiche von Fällmitteln und Optimierung beim Fällmitteleinsatz sind eine Aufgabe, für die nur durch entsprechende Untersuchungszeiträume Aussagen getroffen werden können. Um eine Vergleichbarkeit herzustellen, wird die Menge eines Fällmittels bei der Simultanfällung wie in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben molar auf den „Phosphor-Überschuß“ bezogen (ß-Wert). Vergleiche unterschiedlicher Fällmittel und -dosiermengen bedürfen daher einer Ermittlung dieser spezifischen Fällmittelmenge und der zugehörigen P-Ablaufkonzentrationen.

Wegen der vielen Fehlermöglichkeiten, die vor allem bei der Ermittlung der Zulauffrachten auftreten können (Mengenmessung, Probenahme und Probenbehandlung, Analytik der Zulaufprobe), muß die Aussagekraft von Meßwerten prinzipiell überprüft werden.

Zur Plausibilitätsprüfung von Meßdaten bzw. als Voraussetzung von quantitativen Aussagen werden die Stoffströme auf der Kläranlagen anhand von Stoffflußanalysen (Bilanzen) verifiziert. *Läßt sich eine Bilanz nicht schließen, so sind die daraus gezogenen Schlüsse* (z. B. die erforderliche spezifische Fällmittelmenge) *mit Unsicherheiten behaftet.*

Abbildung 9 zeigt eine Phosphor-Bilanz für eine Belebungsanlage mit P-Entfernung. Als Schlammalter sind 10 - 30 d angenommen, die mittlere Aufenthaltszeit in der Schlammbehandlung beträgt einen Monat. Die Richtigkeit der gemessenen Zulauf- und Ablauffrachten kann beim Phosphor direkt über den Phosphor im entfernten Schlamm bestätigt werden, wenn sich die in der Belebungsanlage gespeicherte Phosphormenge nicht signifikant ändert.

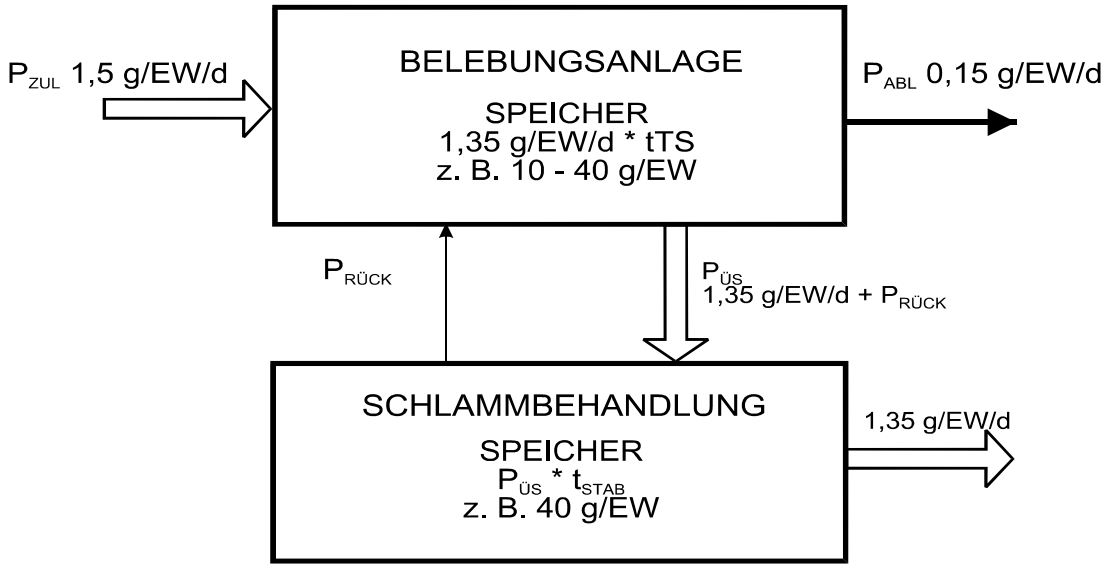


Abbildung 9: Beispiel einer (einwohnerwertbezogenen) P-Bilanz

Neben den P-Frachten in Zulauf, Ablauf und Überschußschlamm ist jedoch die Änderung des Phosphorspeichers in der Anlage eine wichtige Bilanzierungsgröße. Mit zunehmendem Schlammalter, bzw. zunehmender Aufenthaltszeit in der Schlammbehandlungsstufe nimmt die Menge in den Speichern (Belebtschlamm oder Faulschlamm) zu. Im Vergleich zur täglichen Fracht in Zulauf, Ablauf oder Überschußschlamm spielen Meßunsicherheiten bei der Erfassung der gespeicherten Frachten eine große Rolle. Die Unsicherheit bei der Erfassung der Speicheränderung geht um so stärker in das Meßergebnis ein, je kürzer der betrachtete Zeitraum ist, weil mit zunehmendem Betrachtungszeitraum die Bedeutung der Lagergröße (Phosphor im Belebtschlamm) im Vergleich mit den Frachten in Zulauf, Ablauf und Überschußschlamm abnimmt.

Mit den Angaben aus Abbildung 10 (Phosphor im Zulauf 1,5 g/EW/d, Phosphor im Belebtschlamm 1,35 g/EW * t_{TS}) wurde der Einfluß des Untersuchungszeitraumes und der Genauigkeit der Erfassung der gespeicherten

Phosphor-Fracht (und damit der Änderung des Phosphorspeichers) im Vergleich zur P-Zulauffracht abgeschätzt. Denkt man selbst bei ausgezeichneter Analytik an die vielen Unsicherheiten bei der Probenahme von Belebtschlämmen, so kann die Genauigkeit von 5 % für die Ermittlung der Phosphorfrachten im Belebtschlamm als sehr gut bezeichnet werden.

Dennoch ist eine Untersuchungszeit von mindestens einem Schlammalter vonnöten, um diese Erfassungsgenauigkeit (***unter Ausschließen anderer Unsicherheiten***) direkt in eine Aussagegenauigkeit überzuführen. Anders ausgedrückt: Beim Bilanzzeitraum entsprechend einem halben Schlammalter kann eine Aussage über den in den Schlamm eingebundenen (und somit entfernten) Phosphor entsprechend Abbildung 10 mit der angegebenen Meßgenauigkeit nur mit einer Unschärfe von 10 - 20 % bezogen auf die Zulauffracht getroffen werden.

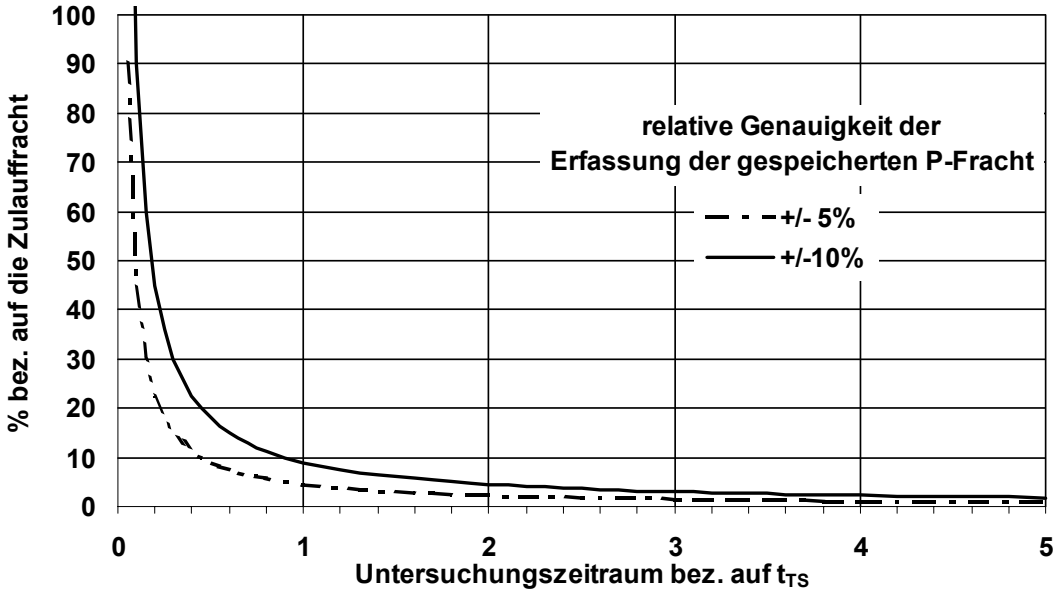
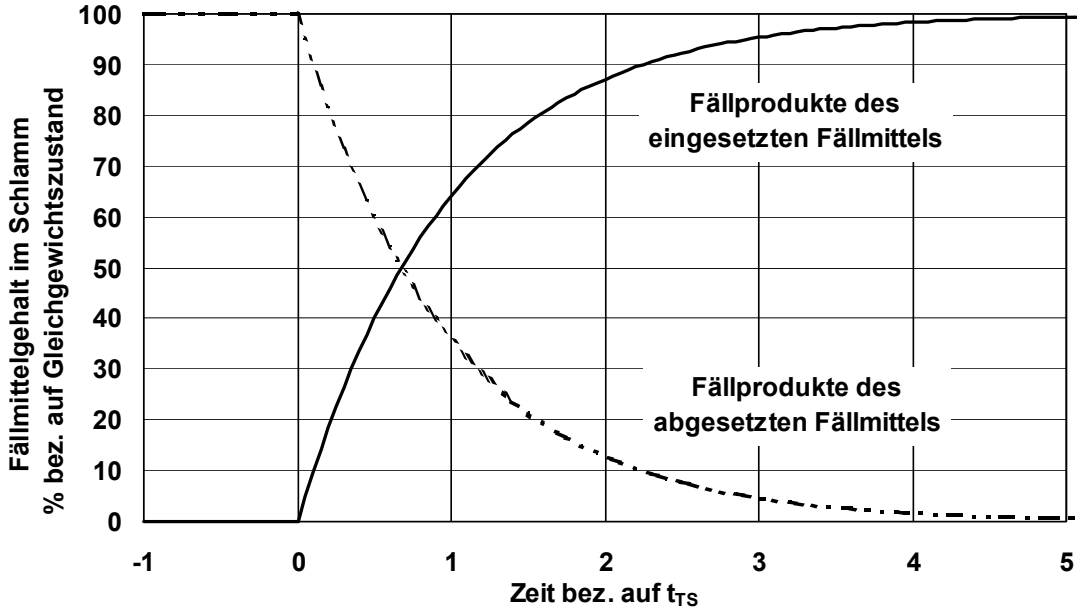


Abbildung 10: Einfluß des Untersuchungszeitraumes und der Erfassungsgenauigkeit des im Schlamm gebundenen Phosphors auf die Aussagegenauigkeit der Phosphorbilanz (oder: auf die Erfassung des entfernten Phosphors)



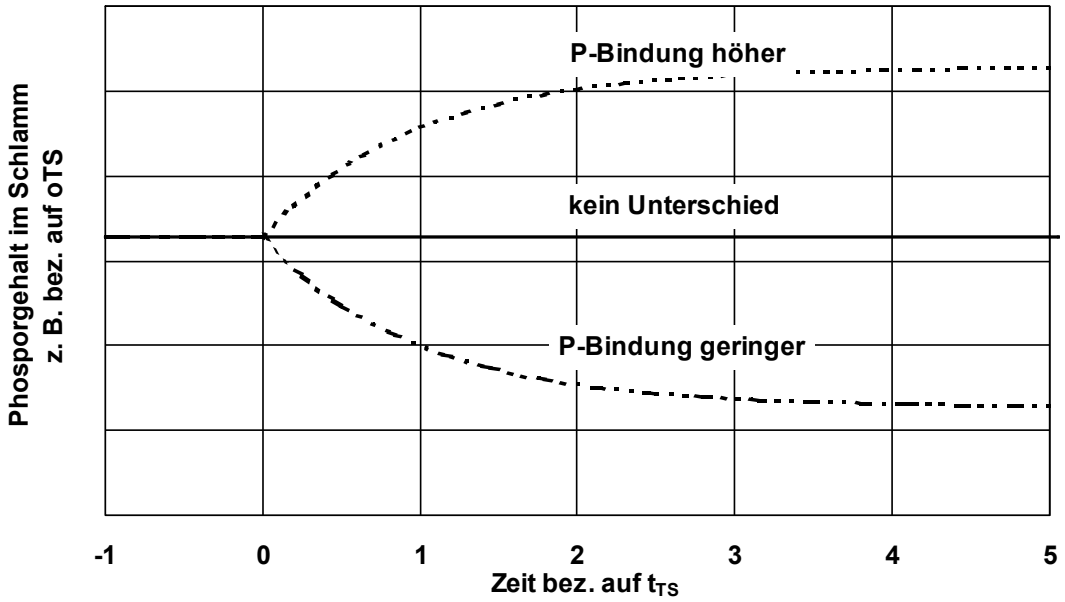


Abbildung 11: Wechsel des Fällmittels - Einmischung der Fällprodukte in den Belebtschlamm und die möglichen Auswirkungen auf den P-Gehalt des Schlammes (auch bei Änderung der spezifischen Dosiermenge)

Nach Beginn der Fällmitteldosierung steigt mit dem Gehalt an Fällprodukten auch der Phosphorgehalt im Belebtschlamm an. Bei konstanter Belastung und konstantem Schlammabzug ist nach etwa 3 Schlammaltern mit einem gewissen Gleichgewichtszustand im Schlamm zu rechnen. Dieser Gleichgewichtszustand ist jedoch die Voraussetzung um durch die Bilanz eine Aussage über den

Fällmitteleinsatz und die erreichte Ablaufkonzentration zu treffen. Phosphor-Rücklösung aus dem Schlamm (z. B. im Schlammbett des Nachklärbeckens) kann vor allem zu Beginn der Fällmitteldosierung einem zusätzlichen Einfluß auf den Fällerfolg ausüben. Je nach Schlammalter in der Belebungsanlage (bei erforderlicher Mitberücksichtigung der Schlammbehandlung entsprechend länger) läßt sich erst nach ausreichend langen Versuchszeiträumen eine verifizierbare Aussage treffen. Nach der Änderung von Versuchseinstellungen (z. B. andere Dosiermenge, anderes Fällmittel) dauert es entsprechend eine gewisse Zeit, bis wieder von stabilen Verhältnissen gesprochen werden kann.

Aus diesen Überlegungen kann einerseits der scheinbar ungünstige Fälleffekt bei Anlagen mit kurz- bis mittelfristigen Versuchen erklärt werden. Andererseits läßt sich der erforderliche Untersuchungszeitraum für die Beurteilung von Fällmitteleinsätzen im Betrieb von Belebungsanlagen größenordnungsmäßig mit mindestens drei Schlammaltern je Versuchseinstellung ablesen.

3.1.9 Schwermetalleinträge über Fällmittel

Der Schwermetallgehalt von Fällmitteln kann in einem weiten Bereich schwanken. In Österreich gibt es keine allgemeinen Regelungen über zulässige oder angestrebte Schwermetallgehalte von Fällmitteln. In Salzburg besteht die Praxis in den wasserrechtlichen Bescheiden für Kläranlagen Grenzwerte für Schwermetalle in - auf den Anlagen eingesetzten - Fällmitteln festzulegen. In Deutschland sind in dem ATV Arbeitsblatt A 202 Höchstwerte für Schwermetallgehalte in Fällmitteln formuliert und das LWA-Nordrhein-Westfalen gibt im Merkblatt Nr.1 Richtwerte an. Werden diese Werte eingehalten, kommt es - wie von Bidder und zum Hebel (1997) gezeigt werden konnte - durch den Einsatz von Fällmitteln zu keinen Konzentrationsänderungen im Klärschlamm, die eine Verwertung in der Landwirtschaft in Frage stellen, wenn als Kriterium für eine landwirtschaftliche Verwertung die Grenzwerte der deutschen Klärschlammverordnung herangezogen werden. In Österreich sind in den meisten Bundesländern ähnliche Grenzwerte für den Einsatz von Klärschlamm in der Landwirtschaft gültig. Die tatsächlichen Schwermetallkonzentrationen in österreichischen Klärschlämmen liegen heute im Mittel deutlich unter den oben erwähnten Grenzwerten. International (Dänemark, Finnland, Norwegen, Schweden) aber auch in Österreich (Klasseneinteilungen im Burgenland und in Niederösterreich) wurden und werden Anforderungen an Klärschlämme im Falle einer Verwertung deutlich

verschärft. Zudem drängt die Landwirtschaft zurecht auf die Anwendung des in der österreichischen Wasserwirtschaft allgemein anerkannten Vorsorgeprinzips. Angewendet auf die Klärschlammverwertung bedeutet dies eine Entfrachtung des Klärschlammes entsprechend dem Stand der Technik, soweit dies mit einem angemessenen Aufwand möglich ist. Als Ziel des Bodenschutzes wurde im Motivenbericht zur niederösterreichischen Klärschlammverordnung formuliert, langfristig keine Anreicherungen von Schwermetallen im Boden zu verursachen. Auch wenn im Bereich des Bodenschutzes dem Klärschlamm nur eine relativ bescheidene Rolle zukommt, so wird es doch auch weiterhin eine Aufgabe in der Wasserwirtschaft bleiben, eine Reduktion der Schwermetalleinträge in das Abwasser anzustreben. Neben der Produktion eines „möglichst sauberen" Klärschlammes ist dies auch aus Gesichtspunkten des Gewässerschutztes anzustreben, da immer nur ein Teil der Schwermetalle im Klärschlamm zurückgehalten werden. Einträge aus Zusätzen auf der Kläranlage sind dabei besonders sensibel, da sie „hausgemacht" sind.

Im folgenden soll der Frage nachgegangen werden, in welchem Verhältnis der Schwermetalleintrag in die Kläranlage über Fällmittel zum Eintrag über das Abwasser steht und wie sich Maßnahmen zur Phosphorfällung auf die Schwermetallkonzentrationen im Klärschlamm auswirken. Ausgangspunkt der Betrachtung ist ein „Standard-Klärschlamm" mit mittleren in Österreich üblichen Schwermetallkonzentrationen (Tabelle 8). Für den Schwermetallrückhalt im Klärschlamm wurden typische Werte angenommen (aus Kroiß *et al.*, 1997 b). Über die Konzentration der Schwermetalle im Klärschlamm, einen angenommenen mittleren Schlammanfall von 45 g TS/EW/d und einen typischen Schwermetallrückhalt im Klärschlamm der Kläranlage lassen sich typische Schwermetallfrachten im Zulauf zu einer „Standard-Kläranlage" errechnen.

Tabelle 8: Schwermetallkonzentrationen im Klärschlamm, Schwermetallrückhalt und einwohnerspezifische Zulauffrachten einer österreichischen „Standard-Kläranlage"

		Cd	Cr	Cu	Hg	Ni	Pb	Zn
Konzentrationen im Schlamm	mg/kg	1,5	50	200	1	40	80	1000
Rückhalt im Schlamm	%	50	70	80	70	50	80	50
Zulauffrachten	mg/(EW.d)	0,14	3,2	11	0,06	3,6	4,5	90

Für die Abschätzung der Auswirkungen eines Fällmitteleinsatzes auf den Klärschlamm wurde angenommen, daß der Schwermetallrückhalt durch den Fällmitteleinsatz nicht verändert wird. Ein errechnetes prozentuelles Verhältnis von Schwermetalleinträgen über Fällmittel zu den Einträgen über den Zulauf in die Kläranlage kann daher in gleicher Weise für die Einträge in den Schlamm und in den Ablauf angenommen werden.

Im folgenden sind die betrachteten Fällmittel zusammengestellt (Tabelle 9). Dabei war es nicht Ziel alle in Österreich auf dem Markt befindlichen Fällmittel einzubeziehen. Es sollte lediglich ein Querschnitt durch in Österreich relevante Arten von Fällmittel gezeigt werden.

Tabelle 9: Betrachtete Fällmittel

Produktname	Firma	Formel	Liefer-form	Dichte 20°C	Fe	Al	Wirk-substanz
				g/cm³	g/kg	g/kg	mol/kg
Donau Klar	Donau Chemie	$FeCl_3$	40%ige Lösung	1,42	138		2,5
Donau Fer	Donau Chemie	$FeCl_2$	32%ige Lösung	1,33	140		2,5
Petrional 45	Donau Chemie	$Na_2Al_2O_4$	45%ige Lösung	1,54		135	5,0
Donau PAC	Donau Chemie	$(Al(OH)_xCl_{3-x})_m$	Lösung	1,38		90	3,3
Eisen(III)-Sulfat	ACAT	$Fe_2(SO_4)_3$	41%ige Lösung	1,56	115		2,1
Eisensulfat	Voest	$FeSO_4.7H_20$	kristallin		190		3,4
Südflock K2 Aluminium- und Eisen(III)chlorid	Süd-Chemie AG		Lösung	1,14	11	19	0,9
Entec 800	PRO-ENTEC	(Al(OH)xCly)m	Lösung	1,35-1,4		90	3,3
Alton S3 Natriumaluminat	NALCO-Chemicals		Lösung	1,44		100	3,7
VTA 42 Aluminium-hydroxidchlorid	VTA Engineering u. Umwelttechnik		Lösung	1,35		90	3,3
Natriumaluminat	Thöni	$Na_2Al_2O_4$	Lösung	1,33		75	2,8

In der Tabelle 10 sind die Schwermetallgehalte der verschiedenen Fällmittel den Höchstwerten der ATV und den Richtwerten das LWA Nordrhein-Westfalen gegenübergestellt. ATV Höchstwerte und LWA Richtwerte werden getrennt für Fällmittel auf Eisenbasis bzw. Aluminiumbasis angegeben. Die Schwermetallgehalte in den Fällmitteln entstammen überwiegend Firmenangaben. Zur besseren Vergleichbarkeit werden die Gehalte in mg/mol Wirksubstanz angegeben.

Tabelle 10: Schwermetallgehalte verschiedener Fällmittel

Fällmittel	Art	Konzentration (mg/mol Wirksubstanz)						
		Cd	Cr	Cu	Hg	Ni	Pb	Zn
ATV-Höchstwert (Fe)	Höchstwert	0,84	126	112	1,12	27,9	126	279
LWA-Richtwert (Fe)	Richtwert	1,01	15	15	1,01	20	5,0	30
Donau Klar	Garantiewert*	<0,04	<20	<20	<0,01	<20	<2,0	<20
Donau Klar	Mittelwert*	<0,02	8,5	8,1	<0,01	11	<2,0	8,1
Donau Fer	Garantiewert*	<0,04	<20	<20	<0,01	<20	<2,0	<20
ACTA Eisen(III)Sulfat	Garantiewert*	<0,05	2,9	<2,4	0	10	<2,4	9,7
Voest-Fe(II)SO4	Garantiewert*	<0,28	<17	<1,7	<0,28	<11	<2,0	<3,4
ATV-Höchstwert (Al)	Höchstwert	0,65	97	86	0,86	22	97	216
LWA-Richtwert (Al)	Richtwert	0,51	7,5	7,5	0,51	10	2,5	15
Petrional 45	Garantiewert*	0	0	0	0	0	0	0
Donau PAC	Garantiewert*	<0,3	<1,5	k.A.	<0,03	<0,6	<1,5	k.A.
Südflock K2	Garantiewert*	<0,02	<11	<11	<0,06	<11	<13	<44
Entec 800	typischer Wert*	0,03	0,3	0,9	0,01	0,3	0,3	k.A.
Alton S3	Analysenwert*	0,17	1,0	0,69	0,02	0,35	0,52	11
VTA 42	Prüfbericht*	<0,15	<0,3	<0,3	0	<0,3	0,21	<0,3
Natriumaluminat Fa. Thöni	Analysenwert**	<0,04	1,8	4,2	0,04	10	0,36	12

* nach Firmenangaben
** nach Kontrollmessungen einer Kläranlage

Es zeigt sich, daß alle betrachteten Fällmittel die ATV Höchstwerte einhalten und zumeist deutlich unterschreiten. Eine Unterschreitung der LWA Richtwerte kann vielfach, jedoch nicht immer garantiert werden. Bei der Berechnung der Schwermetallfrachten, die über Fällmittel in die Kläranlage eingetragen werden,

wurde von einer Simultanfällung mit einem ß-Wert von 1,5 (mol Wirksubstanz/mol (Ges.P_{ZUL}-Ges.$P_{SCHLAMM}$)) ausgegangen. Dabei wurde die Phosphorfracht, die jedenfalls in den Schlamm geht mit 0,6 g P/(EW.d) angenommen. Die Tabelle 11 zeigt die unter diesen Annahmen über die Fällmittel eingetragenen Schwermetallfrachten im Verhältnis zu den Einträgen über den Kläranlagenzulauf.

Tabelle 11: Schwermetalleintrag über Fällmittel in Prozent der Einträge über den Zulauf

Fällmittel	Art	Frachten (in % des KA-Zulaufes)						
		Cd	Cr	Cu	Hg	Ni	Pb	Zn
ATV-Höchstwert (Fe)	Höchstwert	27	170	43	76	34	122	14
LWA-Richtwert (Fe)	Richtwert	32	20	6	68	24	5	1
Donau Klar	Garantiewert*	<1	<28	<8	<1	<25	<2	<1
Donau Klar	Mittelwert*	<1	12	3	<1	14	<2	0
Donau Fer	Garantiewert*	<1	<27	<8	<1	<24	<2	<1
ACTA Eisen(III)Sulfat	Garantiewert*	<2	4	<1	0	12	<2	0
Voest-Fe(II)SO4	Garantiewert*	<9	<23	<1	<19	<14	<2	0
ATV-Höchstwert (Al)	Höchstwert	21	132	33	58	26	94	10
LWA-Richtwert (Al)	Richtwert	17	10	3	35	12	2	1
Petrional 45	Garantiewert*	0	0	0	0	0	0	0
Donau PAC	Garantiewert*	<10	<2	k.A.	<2	<1	<1	k.A.
Südflock K2	Garantiewert*	<1	<15	<4	<4	<13	<13	<2
Entec 800	typische Werte*	1	0	0	0	0	0	k.A.
Alton S3	Analysenwert*	6	1	0	1	0	1	1
VTA 42	Prüfbericht*	<5	0	0	0	0	0	0
Natriumaluminat Fa. Thöni	Analysenwert**	<1	2	2	2	12	0	1

* nach Firmenangaben
** nach Kontrollmessungen einer Kläranlage

Es zeigt sich, daß Schwermetalleinträge über Fällmittel keinesfalls vernachlässigt werden können. Bei Ausnutzung der ATV-Höchstwerte würden die Schwermetalleinträge in die „Standard-Kläranlage“ für einige Parameter mehr als verdoppelt werden. Dem Anspruch der Vermeidung von Schwermetalleinträgen in Klärschlamm und Kläranlagenablauf werden diese Höchstwerte daher keinesfalls gerecht. Auch bei Ausnutzung der LWA-Richtwerte wäre der Beitrag der Fällmittel am gesamten Schwermetalleintrag in die Kläranlage für die Parameter Cadmium, Chrom, Nickel und Quecksilber beträchtlich. Für die am Markt befindlichen Fällmittel, die betrachtet wurden, gilt, daß die Einträge für einige Parameter nicht unerheblich sein können.

Bei den eisenhältigen Fällmitteln sind fast durchwegs Chrom und Nickel Problemstoffe. Daneben sind fallweise auch Cadmium, Quecksilber und Blei zu beachten. Verstärkt werden die Ergebnisse dieser Betrachtung durch die Tatsache, daß für die Phosphorfällung vielfach auch Fällmittel mit einem wesentlich höheren ß-Wert eingesetzt werden, als hier angenommen, und zudem vielfach auch zur Entwässerung Fällmittel (z.B. Eisen(III)chlorid) eingesetzt wird. Ein gegenüber den Annahmen der hier durchgeführten Berechnungen doppelter Fällmitteleinsatz ist daher sicher keine Seltenheit. So konnte für eine Anlage, auf der mit ß ca. 3 gefällt wurde und zudem Eisenchlorid zur Schlammentwässerung eingesetzt wurde, im Zuge gezielter Untersuchungen ein Chrom- und Nickeleintrag in die Kläranlage von 20 bzw. 30% der Gesamteinträge festgestellt werden (Kroiß *et al.* 1997 b).

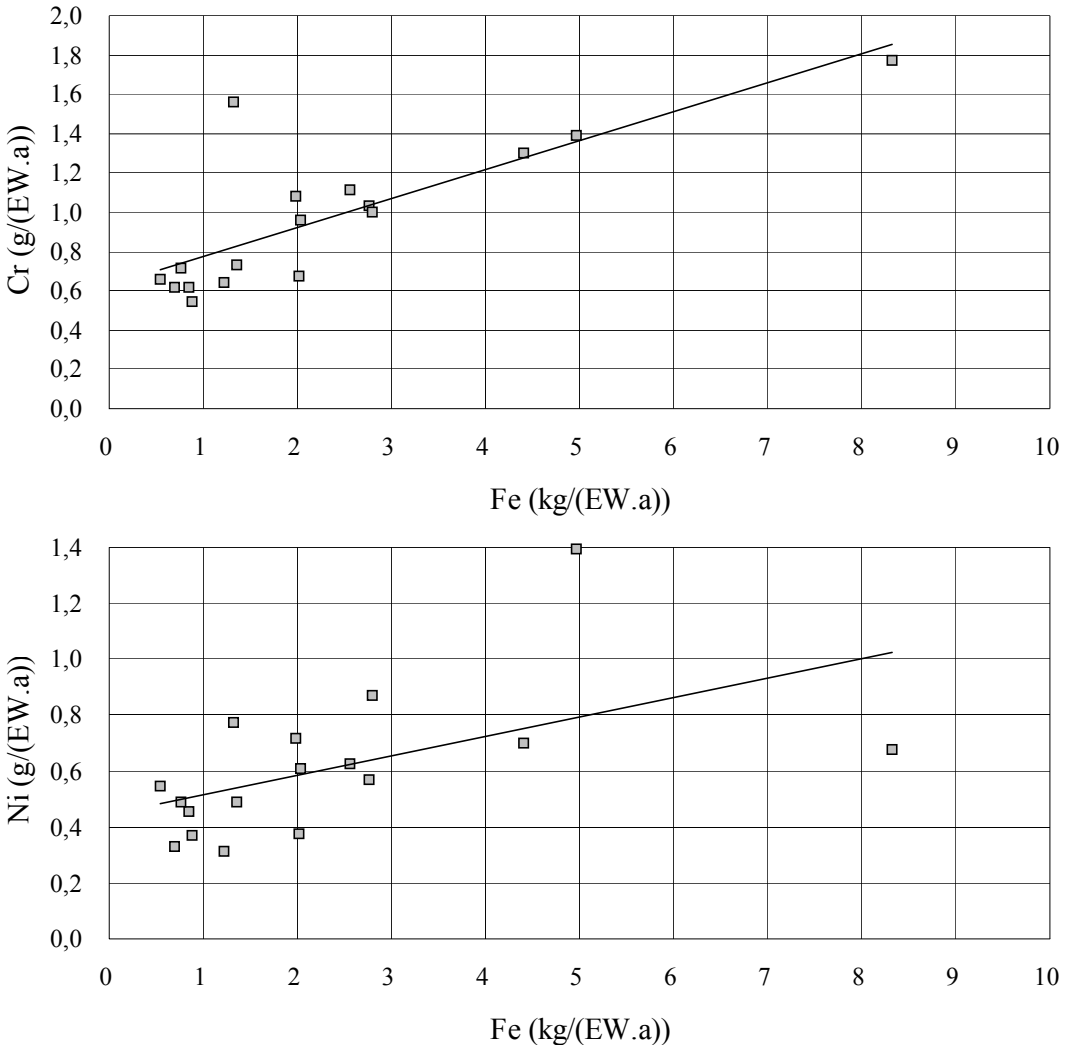


Abbildung 12: Spezifische Frachten an Chrom und Nickel in Abhängigkeit von der spezifischen Eisenfracht (Nowak 1995 b)

Daß die Schwermetalle auch tatsächlich in den Klärschlämmen wiedergefunden werden, zeigen Auswertungen der Klärschlammanalysen verschiedener Kläranlagen, die bereits von Nowak (1995 b) beschrieben wurden. Dabei wurden die spezifischen Eisenfrachten in den Klärschlämmen den Chrom- bzw. Nickelfrachten gegenübergestellt (Abbildung 12). Die Steigungen der Regressionsgeraden zeigen eine Zunahme der Chrom- bzw. Nickelfrachten in den Klärschlämmen von 150 mg Cr/kg Fe und 70 mg Ni/kg Fe. Für Chrom entspricht dieser Wert etwa typischen Gehalten von eisenhältigen Fällmitteln. Für Nickel dürfte der Wert doch deutlich unter den Gehalten in Fällmitteln liegen, was sich durch den geringeren Rückhalt des Nickel im Schlamm erklären läßt.

Da bei der Phosphorfällung selbst Schlamm produziert wird, schlägt sich ein Schwermetalleintrag über die Fällmittel nicht direkt in der Konzentration im Schlamm nieder. In weiterer Folge werden nun die Auswirkungen der Fällmitteldosierung auf die Schwermetallkonzentrationen im Schlamm betrachtet. Dabei wurde bei ß = 1,5 von einer Schlammproduktion von 2,5 kg TS/kg Fe, bzw. 4 kg TS/kg Al ausgegangen. Der spezifische Fällschlammanfall beträgt dann 6 g TS/(EW.d) bei eisenhältigen Fällmitteln und 4,7 g TS/(EW.d) bei aluminiumhältigen Fällmitteln, wenn man einen „Phosphorüberschuß“ von 0,9 g P/(EW.d) als Grundlage für die Berechnung der benötigten Fällmittelmenge heranzieht. In Abbildung 13 sind die rechnerischen Konzentrationen der Schwermetalle im „Standard-Klärschlamm“ nach Fällmittelzugabe in Prozent der Ausgangskonzentration dargestellt. Dabei wurden die Konzentrationen im Fall der Ausnutzung der ATV-Höchstwerte und bei Ausnutzung der LWA-Richtwerte den günstigsten und den ungünstigsten Konzentrationen bei Einsatz der betrachteten Fällmittel gegenübergestellt.

Es zeigt sich, daß auf Grund der Schlammproduktion bei der Phosphorfällung der Einfluß des Schwermetalleintrages auf die Konzentrationen im Schlamm gegenüber dem frachtmäßigen Eintrag deutlich gedämpft ist. Bei den betrachteten Fällmitteln ist die Konzentrationserhöhung zumeist nur gering, obwohl der Schwermetalleintrag nicht unerheblich ist. Vielfach kommt es durch Verdünnung sogar zu einer Senkung der Konzentrationen. Da jedoch in Hinblick auf den Gewässer- und Bodenschutz nicht die Konzentrationen im Schlamm sondern die in die Umwelt abgegebenen Frachten von Bedeutung sind, zeigt sich einmal mehr, daß Schwermetallgrenzwerte bezogen auf die

Schlammtrockensubstanz nur bedingt einen Ansporn zu umweltgerechterem Verhalten liefern. Noch augenscheinlicher wird dieses Problem, wenn man z.B. an den Kalkeinsatz bei der Entwässerung denkt, wo auch bei hohen Einträgen in die Kläranlage die Konzentration im Schlamm durch eine hohe Schlammproduktion gedrückt werden kann.

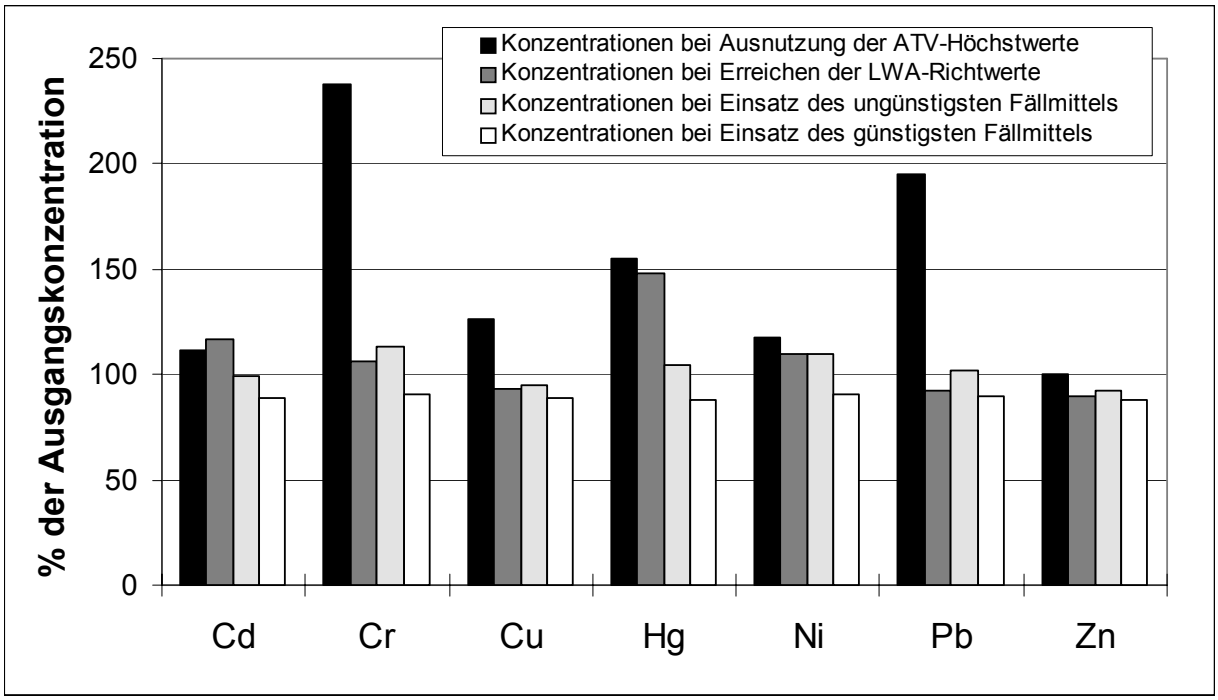


Abbildung 13: Beeinflussung der Schwermetallkonzentrationen in „Standard-Klärschlamm“ durch den Einsatz von Fällmitteln (ß=1,5)

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß falls in Österreich Grenzwert- oder Richtwertregelungen in bezug auf Schwermetallgehalte in Fällmitteln angestrebt werden sollten, als Bezugswert für die Schwermetallgehalte mol Wirksubstanz gewählt werden sollte. Die von der ATV formulierten Höchstwerte sind, wenn ein „Qualitätsbewußtsein“ für den Klärschlamm als Ziel anerkannt wird, abzulehnen. Die Richtwerte der LWA sind ein wesentlich besserer Anhaltspunkt. Doch auch hier scheinen jedenfalls die Werte für Quecksilber und Cadmium zu hoch.

Den am Markt befindlichen Fällmittel, welche betrachtet wurden, kann vom Schwermetallgehalt her eine recht gute Qualität bescheinigt werden. Sie unterschreiten nach Firmenangaben die ATV-Höchstwerte für Schwermetalle deutlich. Auch die LWA-Richtwerte werden vielfach unterschritten (Quecksilber und Cadmium!).

Die Qualität der österreichischen Klärschlämme ist heute in der Regel gut. Außer bei Zink und Kupfer werden im Mittel bereits Bodengrenzwerte erreicht oder unterschritten. Als Konsequenz daraus sind, im Vergleich mit den bereits relativ geringen Schwermetalleinträge über das Abwasser in die Kläranlage, die Schwermetalleinträge über die betrachteten Fällmitteln vielfach nicht mehr zu vernachlässigen (vor allem bei Chrom und Nickel). Auch wenn das Gefährdungspotential sehr gering ist, ergeben sich daher, unter Anwendung des Vorsorgeprinzipes, in Hinblick auf ein „Qualitätsbewußtsein" für den Klärschlamm folgende Handlungserfordernisse:

- Die Kläranlagenbetreiber sollten jedenfalls einen sparsamen Einsatz von Fällmitteln anstreben und Qualitätsbewußtsein in Hinblick auf Schwermetalleinträge als ein weiteres Kriterium bei der Wahl des Fällmittels beachten.

- Die Fällmittelproduzenten sollten eine weitere Reduktion der Schwermetallgehalte anstreben.

Bio-P, gegebenfalls auch simultan, ist daher insbesondere bei hohen Anforderungen (< 0,5 mg Ges.P/l) in Hinblick auf die Verminderung des Schwermetalleintrages sehr von Vorteil.

Weiters ist zu beachten, daß der spezifische Klärschlammanfall ausgedrückt als Trockensubstanz in weiten Bereichen schwanken kann und zu einem nicht unerheblichen Teil durch den Kläranlagenbetrieb mitbestimmt wird (Einsatz von Fäll- und Konditionierungsmitteln). Ein Klärschlammgesetzgebung mit Grenzwerten bezogen auf die Schlammtrockensubstanz fördert ein umweltgerechtes Verhalten in Hinblick auf eine Vermeidung von Schwermetalleinträgen in das Abwasser daher nur bedingt. Als Wertstoff im Klärschlamm für eine Verwertung in der Landwirtschaft ist vor allem der Phosphor von Bedeutung. Grenzwerte bezogen auf den Phosphorgehalt sollten daher für eine zukunftsweisende Klärschlammgesetzgebung ernsthaft in Betracht gezogen werden. Neben einem Anreiz in Richtung von Vermeidnungsstrategien in Bezug auf Schwermetalle, würde dadurch auch ein Anreiz zum optimierten Phosphorrückhalt geschaffen werden.

Schwermetalleinträge sind nicht die einzigen Stoffeinträge über die Fällmittel. Während Eisen und Aluminium überwiegend im Schlamm eingelagert werden, gelangen Chlorid und Sulfat über den Ablauf der Kläranlage in die Gewässer. Es

ist daher sinnvoll auch die Aluminium bzw. Eiseneinträge in den Schlamm bzw. die Chlorid- und Sulfateinträge in die Gewässer auf ihre Umweltrelevanz hin zu überprüfen und zu diskutieren. In Hinblick auf eine landwirtschaftliche Verwertung von Schlämmen, wo bei der Phosphorfällung aluminiumhältigen Fällmitteln eingesetzt wurden, wurden von Seite der Landwirtschaft fallweise Bedenken geäußert (Schäfer A., 1997). Eine sachliche Prüfung dieser Fragen sollten zum Schutze der Umwelt vor allfälligen unerwünschten Folgen, aber natürlich auch zum Schutze der Anwender vor ungerechtfertigten Vorwürfen, erfolgen.

Hier sollen nur die größenordnungsmäßige Bedeutung dieser Stoffströme im regionalen Zusammenhang kurz dargestellt werden, ohne dabei auf Fragen der grundsätzlichen Umweltrelevanz oder Toxizität einzugehen. So werden an der Donau bei Wien Chlorid bzw. Sulfatfrachten von im Mittel ungefähr 2500 t/d bzw. 5000 t/d gemessen (Bundesamt für Wasserwirtschaft, 1997). Im Einzugsgebiet der Donau oberhalb von Wien wohnen rund 13 Millionen Einwohner (Einwohnerdichte ca. 130 E/km^2). Nimmt man einen Abwasseranfall von 26 Millionen Einwohnerwerten und eine Phosphorfällung mit ß = 1,5 für das gesamte Abwasser als Obergrenze an, so würden durch die Phosphorfällung bis zu etwa 130 t/d Chlorid oder 160 t/d Sulfat in die Gewässer gelangen. Dies ist ein globaler Beitrag von etwa 5 bzw. 3 % der abfließenden Fracht in der Donau. Regional wird der mögliche Beitrag vor allem von der Einwohnerdichte abhängig sein.

Für Eisen- und Aluminumsalze als Fällmitteln ist zu sagen, daß durch deren Einsatz der Gehalt im Klärschlamm von im Mittel ca. 300 g Fe/(EW.a) und ca. 600 g Al/(EW.a) durch eine Fällung mit ß = 1,5 auf im Mittel etwa 1200 g Fe/(EW.a) oder 1050 g Al/(EW.a) erhöht wird. Die Eisen bzw. Aluminiumgehalte im Schlamm betragen daher nach einer Fällung im Mittel etwa 5,5 - 6 %. Dies entspricht für Eisen eher hohen für Aluminium eher mittleren Bodengehalten. Bei einer Verwertung von 2,5 t TS/(ha.a) Schlamm werden ca. 0,14 t Al/(ha.a) bzw. 0,15 t Fe/(ha.a) aufgebracht. Demgegenüber steht eine Lagergröße in den obersten 30 cm des Ackerbodens von 90 - 450 t Al/ha bzw. 90 - 270 t Fe/ha. Der jährliche Eintrag von Aluminium bzw. Eisen beträgt daher 0,03 - 0,15 % bzw. 0,06 - 0,17 % des Lagers im Boden. Alleine diese Überlegungen zeigen, daß in Hinblick der Gesamtfrachten, die Frage dieser Stoffeinträge über Fällmittel nicht überbewertet werden sollte, auch wenn

bei einer umfassenden Betrachtung auch Bindungsformen (Al) zu beachten sein werden.

3.2 Vermehrte biologische Phosphataufnahme (Bio-P)

3.2.1 Grundlagen

Neben der für die biologische Reinigung erforderlichen Phosphoraufnahme (P-Inkorporation) kommt es unter geeigneten Verfahrensbedingungen zu einer vermehrten biologischen Phosphataufnahme, mit deren Hilfe es möglich ist, den Phosphorgehalt des Schlammes zu steigern. Dies wird beim Belebungsverfahren für die vermehrte biologische Phosphataufnahme (Bio-P) genutzt.

In belebten Schlämmen gibt es eine große Anzahl von Bakterien, die befähigt sind, unter aeroben Bedingungen Phosphate aus der Lösung aufzunehmen und in Form von Polyphosphaten (mit den Gegenionen Kalium und Magnesium) einzulagern. Das gebildete Polyphosphat kann als Energiequelle dienen. Die Rate der P-Aufnahme ist von der Art des Substrats und seiner Konzentration abhängig. Für eine schnelle Phosphat-Aufnahme scheinen hauptsächlich organische Speicherstoffe als Energiequelle zu dienen.

Die Freisetzung von Phosphat aus dem Belebtschlamm bzw. den poly-P-Bakterien unter anaeroben Bedingungen wird durch die gleichen Substrate gefördert wie das aerobe Wachstum der Bakterien. Diese obligaten Aerobier können unter anaeroben Bedingungen nicht wachsen. Die aufgenommenen Substrate werden von den Zellen für besondere Synthesen von organischen Reservestoffen verwendet, die Energie zu dieser Synthese stammt aus dem gespeicherten Polyphosphaten, bei deren Abbau Phosphat aus den Zellen freigesetzt wird. Die Polyphosphate dienen auch als Energiequelle zum Überleben der Zellen im anaeroben Milieu. Der Anstieg an gelöstem Phosphat aus Polyphosphat ist mit der Synthese von organischen Speicherstoffen, besonders Lipiden (z.B. PHB) in den Zellen korreliert. Unter aeroben Bedingungen können die gespeicherten Reservestoffe wie oben beschrieben als Kohlenstoff- und Energiequelle verwertet werden.

Je höher die Phosphatrücklösung und damit die Speicherstoffbildung ist, um so besser ist die anschließende Phosphorentfernung in der aeroben Zone. Die Menge des aerob aufgenommenen Phosphors übersteigt die des anaerob

rückgelösten. In der anaeroben Stufe werden vorübergehend hohe Phosphatgehalte erreicht. Je nach Wasserhärte und pH findet dabei eine Fixierung von Phosphor statt, bei der hauptsächlich Kalzium beteiligt sein dürfte (Arvin, 1985). Auf diese Weise wird ein Teil des rückgelösten Phosphats - „biologisch induziert“ - zusätzlich durch Fällungsreaktion mit Ca oder Mg entfernt.

Der Anteil polyphosphatspeichernder Bakterien im belebten Schlamm ist normalerweise gering. Ihre Anreicherung und als Folge eine vermehrte P-Entfernung aus dem Abwasser lassen sich erreichen, wenn der Belebtschlamm wechselweise anaeroben und aeroben Bedingungen ausgesetzt wird. Die Speicherung von Kohlenstoffverbindungen in der anaeroben Zone führt unter aeroben Bedingungen zu einem Konkurrenzvorteil gegenüber Organismen, die über diese Möglichkeit nicht verfügen.

In Anwesenheit von leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen erfolgt die Phosphat-Rücklösung schneller, das erforderliche Volumen für die Anaerob-Zone ist bei Anordnung auf der Zulaufseite daher am geringsten. Nitrat und Sauerstoff stören die Rücklösung von Phosphat und damit auch die anschließende P-Aufnahme in der aeroben Zone. In nitrifizierenden Anlagen verhindert in der Regel das Nitrat eine Phosphatrücklösung in den anoxischen Zonen und in der Nachklärung. Für Bio-P-Anlagen ist daher weitgehende Denitrifikation erforderlich (Rücklaufschlamm und Zulauf sollen möglichst frei von Sauerstoff und Nitrat sein).

3.2.2 Möglichkeiten zur Anwendung

Auch wenn es bei den in Österreich herrschenden klimatischen Bedingungen mit der biologischen Phosphorentfernung alleine zumeist nicht möglich ist, mittlere Phosphorgehalte von ≤ 1 mg/l gesichert einzuhalten, so sollte trotzdem bei Planung aber auch im Betrieb von Belebungsanlagen generell die Anwendbarkeit der vermehrten biologischen Phosphorentfernung geprüft und angestrebt werden (ATV, Merkblatt M 208, 1994). Als Vorteile sind die Einsparung von Fällmittel (Kosten) und dadurch von zusätzlichen Schwermetalleinträgen und der etwas geringere Schlammanfall zu sehen.

Viele Kläranlagen werden wesentlich unter ihrer Auslastung betrieben, sei es weil das Kanalnetz noch nicht fertig gestellt ist, oder durch

Produktionsveränderungen bzw. -stillegung industrieller Einleiter. Dadurch wird weniger Belebungsvolumen benötigt, als zur Verfügung steht. Auch ausgelastete Belebungsanlagen weisen bei Betriebstemperaturen, die über der Bemessungstemperatur liegen, hinsichtlich des Volumens Reserven auf. Durch entsprechende Konstruktion und Betriebsweisen kann dieses nicht ständig benötigte Volumen für die vermehrte biologische Phosporentfernung genutzt werden, indem es als Anaerob-Zone zur Rücklösung des Phosphats verwendet wird. Auf diese Weise kann es möglich sein, ohne bzw. mit nur geringem zusätzlichen baulichen Aufwand über einen bedeutenden Zeitraum des Betriebs einer Belebungsanlage mit geringerer Fällmittelzugabe und geringerem Fällschlammanfall Phosphor aus dem Abwasser zu entfernen.

Abbildung 14 zeigt das erforderliche Belebungsbecken-Volumen für Nitrifikation und Denitrifikation anhand einer Anlage ohne Vorklärung mit getrennter vollständiger Stabilisierung des Überschußschlammes (z. B. Faulung). Die Anlage ist auf Nitrifikation bei 8 °C nach ATV A 131 ausgelegt, bei Temperaturen über 12 °C werden im Jahresmittel mehr als 70 % des Stickstoffs entfernt. Der Temperaturverlauf ist aus Betriebswerten idealisiert. Für die Berechnung wurde angenommen, daß am Ende des Planungshorizonts (wenn die Bemessungslast erreicht wird) die mittlere Belastung 80 % des Bemessungswertes beträgt. Zur Zeit der Inbetriebnahme liegt die Belastung noch deutlich darunter. Wird für den Planungszeitraum von einer Steigerung der Belastung um 25 bis 33 % ausgegangen, so beträgt die mittlere Belastung etwa 60 bis 65 % der Bemessungslast.

Zur Zeit der Teilauslastung (nach Inbetriebnahme) wird in den Wintermonaten das gesamte Volumen für die Nitrifikation und Denitrifikation genutzt. Wegen der im Vergleich zur Bemessung geringeren Zulauffracht kann auch bei Temperaturen unter 12 °C weitgehend Stickstoff entfernt werden. Mit zunehmender Temperatur sinkt das für Nitrifikation und Denitrifikation erforderliche Volumen, so daß ab 12 °C (mehr als sieben Monate pro Jahr) eine Reserve für die vermehrte biologische Phosphorentfernung zur Verfügung steht.

Bei voller Ausnutzung der Anlage (am Ende des Planungshorizontes) sinkt das Ausmaß der Stickstoffentfernung bei geringen Temperaturen, zwischen 12 und 16 °C ist bereits weitgehende Nitrifikation und Denitrifikation möglich, ab 16 °C (mehr als fünf Monate pro Jahr) verfügt die Anlage über ausreichende Reserven für Bio-P.

Auf diese Weise kann ohne zusätzliches Bauvolumen über einen bedeutenden Zeitraum der Betriebsdauer hinweg mit deutlich verminderter Fällmittelzugabe Phosphor aus dem Abwasser entfernt werden.

Tabelle 12: Bemessungsdaten einer Anlage A

Q	5000	m^3/d
EW_{60}	28000	EW_{60}
CSB-F	3080	kg/d
BSB_5-F	1680	kg/d
TS_0-F	1960	kg/d
Ges-P-F	50	kg/d
TKN-F	300	kg/d
TS_{BB}	4,0	kg/m^3
$N_{ÜS}$ im stabilisierten Schlamm	1,5	g/EW/d
VBB	5500	m^3
davon 15 % als 1. Kaskade		

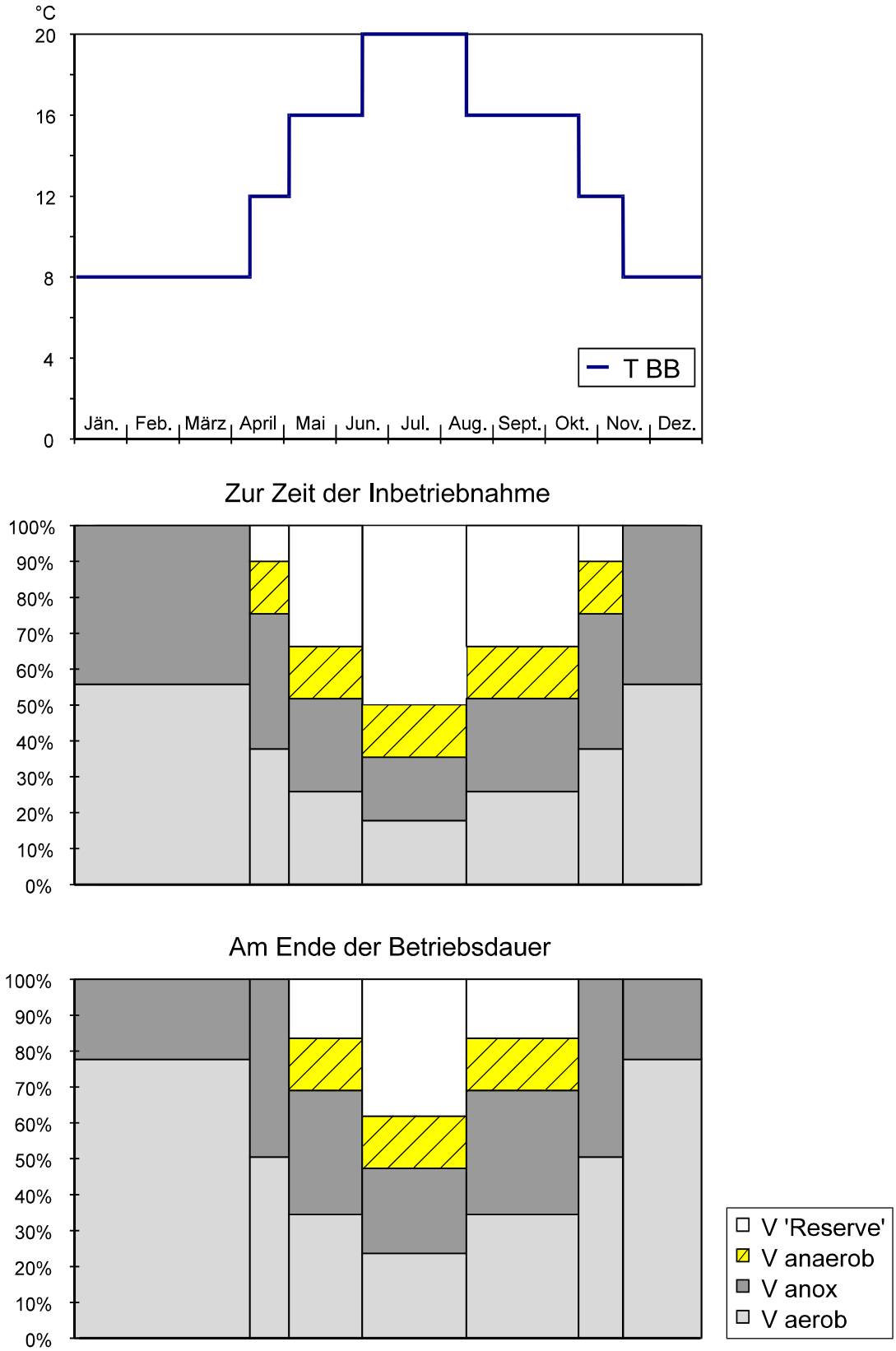


Abbildung 14: Mittlere „Volumsreserven“ einer Belebungsanlage bei Teilauslastung zur Zeit der Inbetriebnahme, bzw. bei Erreichen der Belastungsgrenze am Ende des Planungshorizonts im Jahresverlauf bei unterschiedlicher Temperatur

3.2.3 Feststoffanfall

Durch die Aufnahme von Phosphat und Kationen (Kalium und Magnesium) aus dem Abwasser steigt der anorganische Feststoffgehalt des Schlammes. Demnach ist auch ein erhöhter Feststoffanfall gegenüber dem Betrieb ohne zusätzliche Maßnahme zur P-Entfernung zu erwarten. Die allgemeine Formel für die Zusammensetzung der Polyphosphate lautet $Me_{n+2}P_nO_{3n+1}$.

Nach Jardin (1995) beträgt die Zusammensetzung im Schlamm etwa 0,32 mol K/mol P und 0,28 mol Mg/mol P, Untersuchungen von Wild (1997) ergaben 0,4 mol K/mol P und 0,24 mol Mg/mol P (Tabelle 13).

Mit diesen Annahmen läßt sich der zusätzliche Feststoffanfall durch vermehrte biologische Phosphorentfernung theoretisch ermitteln. Im Vergleich zum (ebenfalls theoretisch ermittelten) zusätzlichen Schlammanfall bei der Phosphatfällung - z. B. nach ATV A 202 beim Einsatz von Eisensalzen mit 6,8 kg TS/kg P und von Aluminiumsalzen mit 5,3 kg TS/kg P - liegt der Feststoffanfall mit etwa 3,2 kg TS/kg P deutlich geringer. An einer Versuchsanlage ermittelte Jardin (1995) einen Schlamm-Mehranfall von im Mittel 3,15 kg TS/kg P (jedoch mit großen Schwankungen der Meßwerte).

Hinsichtlich des Gesamtschlammanfalles ist die Rolle des unterschiedlichen Schlammanfalls bei P-Fällung bzw. vermehrter biologischer Phosphorentfernung sowohl bei einer Beurteilung der biologischen Reinigungsstufe (gegenüber dem Eintrag von nicht abbaubaren Feststoffen im Zulauf und dem Stabilisierungsgrad des Belebtschlammes), und mehr noch bei einer Betrachtung der gesamten Kläranlage mit der Schlammbehandlung (Stabilisierung, Konditionierung) als sehr gering zu beurteilen.

Tabelle 13: Theoretische Ermittlung des Schlammanfalles bei der Speicherung von Polyphosphat im Schlamm

Annahmen	nach Jardin (1995)	nach Wild (1997)	
Kalium	0,32	0,40	mol K/mol P
Magnesium	0,28	0,24	mol Mg/mol P
je kg P im Polyphosphat			
Phosphor	1	1	kg P/kg P
Kalium	0,40	0,50	kg K/kg P
Magnesiuim	0,22	0,19	kg Mg/kg P
O2	1,55	1,55	kg O/kg P
Σ	**3,17**	**3,24**	kg TS/kg P

3.2.4 Betriebsbedingungen

Eine geeignete Kombination von anaeroben, anoxischen und aeroben Bedingungen, denen der belebte Schlamm abwechselnd ausgesetzt ist, erlaubt eine Anreicherung von Bakterien, die zur vermehrten biologischen P-Entfernung befähigt sind.

Hinsichtlich der Abwasserbeschaffenheit können günstige und ungünstige Randbedingungen auftreten. Als günstig werden in Anlehnung an ATV (1989) geringe Sauerstoff- und Nitratgehalte im Kläranlagenzulauf, P/CSB-Verhältnisse im Bereich 0,005-0,02, ein hoher Gehalt an organischen Säuren und anderen leicht abbaubaren Verbindungen, wenig Fremdwasser und ein günstiges N/CSB-Verhältnis betrachtet. Es kann kaum Einfluß auf die Abwasserbeschaffenheit genommen werden. Bei Mangel an organischen Säuren im Zufluß wird zur Produktion einer leicht verfügbaren abwasserbürtigen Kohlenstoffquelle die Versäuerung von Primärschlamm angegeben.

Die Einbringung von gelöstem Sauerstoff in die Anaerob-Zone durch den Belebtschlamm bzw. Rücklaufschlamm hat nachteilige Wirkung auf die Rücklösung. Durch entsprechende konstruktive Maßnahmen bei der Gestaltung des Schlammtransportes (Vermeiden von hydraulischen Überfällen, Auswahl der Pumpen) kann auf eine möglichst geringe Auflüftung Rücksicht genommen werden.

Um wenig Nitrat mit dem Rücklaufschlamm in die anaerobe Zone einzubringen, sind eine Reihe von Verfahren entwickelt worden. Die Strategien bauen zum Teil auf weitgehender Denitrifikation auf, wobei das Rest-Nitrat im Schlammbett im Nachklärbecken bzw. in einer anoxischen Kaskade vor der Anaerob-Zone denitrifiziert wird. Eine andere Möglichkeit ist die Beschickung des Anaerob-Beckens mit (nitratfreiem) Belebtschlamm aus dem anoxischen Beckenteil.

Die verschiedenen Verfahren unterscheiden sich in Anordnung und Gestaltung der Becken sowie in der unterschiedlichen Führung der Schlammströme. Einige, zum Teil patentrechtlich geschützte Verfahren, kommen sich dabei sehr nahe und unterscheiden sich nur geringfügig. Eine Unterscheidung läßt sich zum Beispiel in Haupt- und Nebenstromverfahren treffen.

Bei den Hauptstromverfahren erfolgt die P-Entfernung in dem vom Hauptstrom des Abwassers durchflossenen Belebungsbecken durch biologische Phosphatanreicherung im Belebtschlamm und Abzug mit dem Überschußschlamm.

Beim Nebenstromverfahren wird zusätzlich zur Phosphorentnahme mit dem Überschußschlamm aus einem Teilstrom Phosphat aus dem Schlamm unter anaeroben Bedingungen im P-Stripper in die flüssige Phase rückgelöst und mit Hilfe von Chemikalien ausgefällt.

Alle Verfahren sind hinsichtlich des gesicherten Einhaltens von P-Ablaufwerten gewissen Schwankungen unterworfen. Deshalb können niedrige Ablaufwerte nicht garantiert werden. Die Anwendung von vermehrter biologischer P-Entfernung sollte in Kombination mit chemischer Fällung vorgesehen werden, wobei die Chemikalienzugabe für die Fällung nur auf den biologisch nicht entfernten Rest-Phosphor abgestimmt wird. Im Regelfall ergibt sich durch diese Betriebsweise ein gegenüber der alleinigen chemischen Fällung deutlich verminderter Fällmittelbedarf (siehe auch Abbildung 6).

3.2.5 Schlammbehandlung und Rückläufe

Als Nachteil der vermehrten biologischen Phosphorentfernung gilt neben der oft geringen Prozeßstabilität auch die mögliche Rücklösung von Phosphat im Verlauf der Schlammbehandlung.

Da Bio-P-Schlämme die Eigenschaft haben, unter anaeroben Bedingungen Polyphosphat zu hydrolysieren, muß für den Erfolg der Phosphorentfernung darauf geachtet werden, daß der nicht stabilisierte Überschußschlamm nicht längere Zeit unter anaeroben Bedingungen lagert.

Die Eindickung von Überschußschlamm aus Anlagen mit vermehrter biologischer Phosphorentfernung ist daher von besonderer Bedeutung. Dabei kommt es bei den Verfahren mit relativ kurzer Aufenthaltszeit (maschinelle Eindickung) zu vernachlässigbar geringen Rückbelastungen. Nur bei der gemeinsamen statischen Eindickung von Überschußschlamm und Primärschlamm sind erhebliche Phosphat-Rückbelastungen zu erwarten, wodurch der Erfolg der Phosphorentfernung zunichte gemacht wird.

Bei der Stabilisierung des Primär- und Überschußschlammes ist zu erwarten, daß alle im Schlamm vorliegenden Phosphorfraktionen (für den Biomasseaufbau inkorporierter Phosphor, gespeichertes Polyphosphat und gefälltes Phosphat) im Verlauf der Schlammstabilisierung in unterschiedlichem Umfang und mit unterschiedlicher Geschwindigkeit freigesetzt werden. Die Rücklösung der gespeicherten Polyphosphate erfolgt dabei vollständig.

Bei der Stabilisierung von Bio-P-Schlamm kommt es zu einer Re-Fixierung des rückgelösten Phosphats, auf deren Ausmaß die Art der Stabilisierung offenbar einen geringen Einfluß hat (Jardin, 1995). Die gemeinsame Stabilisierung von Primär- und Überschußschlamm scheint einen günstigen Einfluß auf die Fixierung von Phosphat zu haben.

Als Fixierungsmechanismen sind im Wesentlichen die Bildung von Magnesium-Ammon-Phosphat (MAP), Kalzium-Phosphat, Aluminium-Phosphat, Eisen-Phosphat und die Adsorption auf Feststoff-Oberflächen des Faulschlammes wirksam, wobei auch Zeolithe eine wesentliche Rolle spielen können.

Wild (1997) untersuchte die Phospat-Fixierung von Faulschlämmen und gibt aus dem Betrieb einer Labor-Faulanlage folgende Verteilung der Phosphor-Fraktionen im Faulschlamm einer reinen Bio-P-Anlage (ohne Fällung) an:

Tabelle 14: Verteilung der Phosphorfraktionen bei der Faulung von Mischschlamm bzw. reinem Überschußschlamm. Schätzung aus dem Betrieb einer Laborfaulung, aus Wild (1997)

	Mischschlamm	reiner Überschußschlamm
organisch gebunden	32 %	33 %
anorganisch gebunden (Ca, Fe, Al)	38 %	17 %
MAP	14 %	19 %
adsorbiert	8 %	9 %
gelöst	8 %	22 %

Auch aus großtechnischen Anlagen mit vermehrter biologischer Phosphorentfernung zeigt sich, daß bei sorgfältigem Betrieb vor allem im Bereich der Eindickung die P-Rückbelastung im Bereich von konventionellen Anlagen (mit Fällung) liegt und daher keine weiteren Trübwasserbehandlungen notwendig sind. Insbesondere bei Kombination mit Simultanfällung, bzw. bei der Schlammentwässerung mit Eisenkonditionierung ist nur mit unwesentlichen Phosphor-Rückbelastungen bei der Eindickung und Stabilisierung von Bio-P-Schlämmen zu rechnen.

4 Zusammenfassung

Maßnahmen zur Phosphorentfernung bei der Abwasserreinigung können in Österreich einen wesentlichen Beitrag zur Reduktion der Phosphoreinträge in die Gewässer und damit zum Gewässerschutz leisten, auch über die Grenzen Österreichs hinaus.

Durch den Ersatz von Phosphaten in den Waschmitteln ist der Gesamtphosphoranfall im häuslichen Abwasser seit den 80er Jahren stark zurückgegangen. Wegen dem geringen Phosphoranfall in gewerblichen und industriellen Abwässern liegt die spezifische Phosphorfracht in kommunalem Abwasser in Österreich derzeit bei etwa 1,5 g P/(EW.d), bei kleinen Anlagen mit vorwiegend häuslichem Abwasser bei etwa 1,7 g P/(EW.d).

Nach der 1. AEV ist für Abwasserreinigungsanlagen ab 1000 EW_{60} Phosphorentfernung erforderlich. Unter Berücksichtigung der Phosphorentfernung durch den Abbau der Kohlenstoffverbindungen (ca. 0,6 g P/(EW.d)) müssen in Anwendung der 1. AEV im Mittel 0,5 - 0,8 g P/(EW.d) durch zusätzliche Maßnahmen aus dem Abwasser entfernt werden.

Die beiden wesentlichen Verfahren zur Phosphorentfernung sind die chemische Fällung und die vermehrte biologische Phosphoraufnahme.

Ausgehend von Betriebsdaten von Kläranlagen mit Vorfällung oder Simultanfällung, bzw. von Pilotanlagen zur Flockungsfiltration werden der spezifische Fällmittelverbrauch der erreichten Ges.P-Ablaufkonzentration gegenübergestellt (Abbildung 15).

Daraus wird ersichtlich:

- Mit Vorfällung auch ohne zusätzliche Simultanfällung können im Normalfall bereits mit geringem Fällmittelaufwand 2 mg/l Ges.P im Mittel problemlos eingehalten werden.
- Mit Simultanfällung kann in der Regel bei langfristigem Einsatz mit einem ß-Wert von 1,5 ein Ablaufwert von 1 mg/l Ges.P eingehalten werden. Mit einem vermehrten Fällmitteleinsatz (ß = 2 - 2,5) oder in Kombination mit Bio-P können auch 0,5 mg/l Ges.P im Mittel eingehalten werden. Jedoch erhöhen sich die Anforderungen an den Kläranlagenbetrieb (Vermeiden von Rücklösungen im Nachklärbecken, Vermeiden von Blähschlamm). Bei Anlagen mit weitestgehender Stickstoffentfernung und „(simultaner) Bio-P“ sinkt die erforderliche Fällmittelmenge deutlich.
- Bei der Anwendung einer nachgeschalteten Flockungsfiltration zur Rest-P-Entfernung können mit sehr hohem Aufwand (8 - 15 % der Jahreskosten einer Kläranlage) sehr geringe Ges.P-Ablaufkonzentrationen (0,1 - 0,2 mg Ges.P/l) erreicht werden.

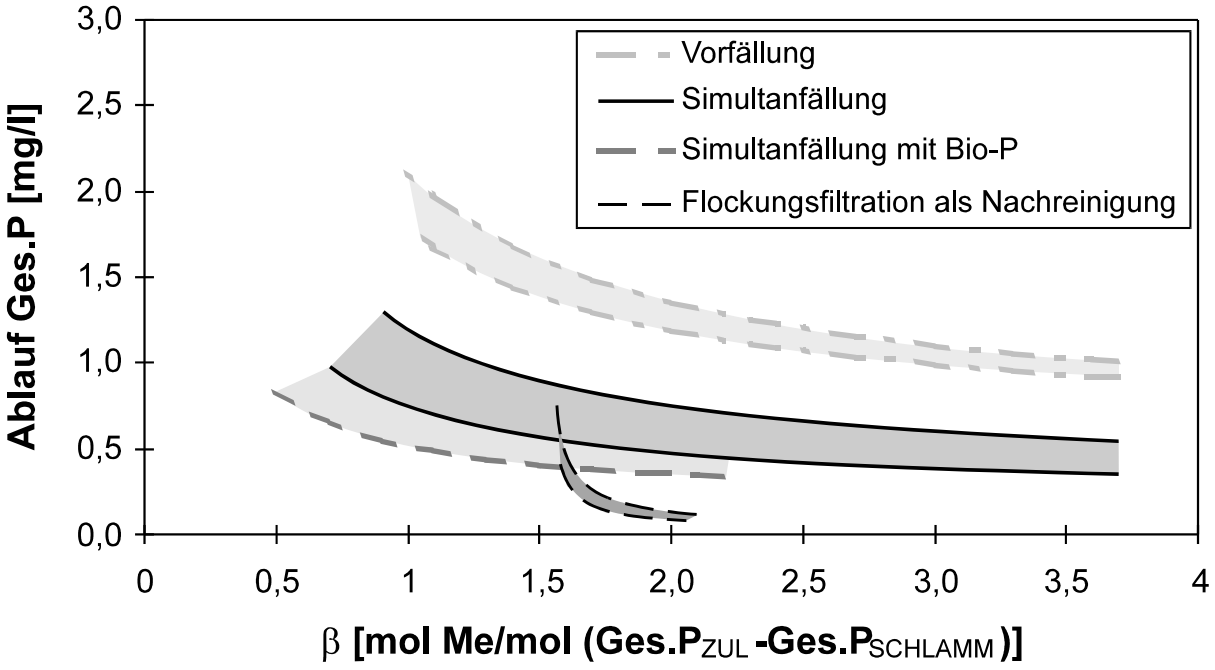


Abbildung 15: Erreichte Ablaufkonzentrationen für Ges.P bei unterschiedlichem spezifischen Fällmitteleinsatz (zur besseren Vergleichbarkeit für alle Verfahren bezogen auf die P-Fracht im Zulauf abzüglich einer biologischen P-Aufnahme im Schlamm von 0,6 g/(EW.d)). Errechnet aus Daten vom Betrieb von Großanlagen, bzw. für die Flockungsfiltration von Pilotanlagen.

Die Möglichkeit zur Verifizierung solcher Betriebsverhältnisse ist an entsprechend lange Untersuchungszeiträume gekoppelt.

Durch die Fällung entsteht Fällschlamm (Me-Phosphate, Me-Hydroxide), außerdem werden mit den Fällmitteln auch weitere Stoffe, wie z. B. Schwermetalle, in das Abwasser und damit auch in den Klärschlamm eingetragen. Der Einfluß wurde für unterschiedliche am Markt befindliche Fällmittel abgeschätzt, wobei Schwermetalleinträge für einige Parameter nicht unerheblich sein können (z. B. Chrom und Nickel).

In der Einsparung von Chemikalienkosten und der Verringerung von Schwermetalleinträgen in den Klärschlamm gründet sich das Bestreben, durch vermehrte biologischen Phosphorentfernung (Bio-P) den erforderlichen Fällmitteleinsatz zu verringern. Viele Belebungsanlagen werden unter ihrer möglichen Auslastung betrieben. Auch „ausgelastete“ Anlagen weisen bei Betriebstemperaturen über dem Bemessungswert bzw. bei ihrer mittleren Belastung hinsichtlich des für die Nitrifikation und Denitrifikation benötigten Volumens Reserven auf. Bei entsprechender Betriebsweise ist es möglich, über einen bedeutenden Zeitraum des Betriebes durch vermehrte biologische Phosphorentfernung die erforderliche Fällmittelzugabe zu verringern.

Der zusätzliche Schlammanfall durch Bio-P kann - ähnlich wie der Fällschlammanfall - theoretisch ermittelt werden und liegt mit etwa 3,2 kg TS/kg P geringer als bei P-Fällung (mit Eisen 6,8 kg TS/kg P, mit Aluminium 5,3 kg TS/kg P). Gegenüber dem Gesamtschlammanfall bei der Abwasserreinigung spielt dieser Unterschied jedoch eine geringe Rolle.

Bei der - getrennten - Stabilisierung von Bio-P-Schlämmen wird der Großteil des im Schlamm gebundenen Phosphors zurückgelöst, jedoch findet bei der Stabilisierung durch chemisch-physikalische Vorgänge eine weitgehende Re-Fixierung des rückgelösten Phosphats statt. Daher erfolgt über das Trübwasser keine übermäßige Phosphorrückbelastung der biologischen Stufe, und es ist auch keine zusätzliche P-Entfernung für die Rückläufe notwendig.

Es gibt unterschiedliche Verfahren für die vermehrte biologische Phosphorentfernung, wobei auch eine - zum Teil unbeabsichtigte - „simultane vermehrte biologische Phoshporaufnahme“ bei Anlagen mit weitestgehender Stickstoffentfernung von Bedeutung ist.

5 LITERATUR:

Andreottola, G., Bonomo, L., Poggiali, L., Zaffaroni, C. (1994) A methodology for the estimation of unit nutrient and organic loads from domestic and non-domestic sources. *Europ. Wat. Pollut. Control* **4 (6)**, 13-19

Arvin, E., Holm, G. (1985) Exchange of organics, phosphate and cations between sludge and water in biological phosphorus and nitrogen removal processes. *Water Science & Technology* **17**, 147-162

ATV-Arbeitsblatt A 131 (1991) Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. Abwassertechnische Vereinigung e. V. (ATV), St. Augustin

ATV-Arbeitsblatt A 202 (1992) Verfahren zur Elimination von Phosphor aus Abwasser. Abwassertechnische Vereinigung e. V. (ATV), St. Augustin

ATV (1989) Biologische Phosphorentfernung. Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.6.6, *Korrespondez Abwasser* **36**, 337-348

ATV-Merkblatt M 208 (1994) Biologische Phosphorentfernung bei Belebungsanlagen. Abwassertechnische Vereinigung e. V. (ATV), St. Augustin

Begrenzung von Abwasseremissionen aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (1. AEV für kommunales Abwasser), Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, BGBl. 1697/1996, 7. Mai 1996

Bidder H., zum Hebel P. (1997) Quantifizierung des Eintrages von Spurenelementen aus Fällungs- und Flockungsmitteln. *Korrespondenz Abwasser* **44 (7)**, 1236-1243

Boller M. (1988) Verfahren zur Abwasserfiltration. ATV-Fortbildungskurs Abwasserreinigung im Lichte neuer Forderungen, F/2, 2.-4.11.1988 in Fulda

Bundesamt für Wasserwirtschaft (1997) Wassergüte der Donau 1996. Schriftenreihe des Bundesamtes für Wassergüte Band 5, August 1997

Forsberg C., Ryding S.O. (1980) Eutriphication parameters and trophic state indices in 30 Swedisch waste-receiving lakes. *Arch. Hydrobiol.* **89**, 189-207

Franz, A. (1997) Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbachs. *Wiener Mitteilungen* **140**

Hahn, H. H. (1987). Wassertechnologie. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg

Hahn, H. H., Langer, S. (1992) Auswahl von Fällungs- und Flockungschemikalien - Darstellung einer EDV-gestützten Arbeitshilfe für den Betreiber von Kläranlagen. *Schriftenreihe des ISWW Karlsruhe* **67**.

Hamm A., Glassmann M. (1995) Die Bedeutung der Schwebstoffe für den Stofftransport besprochen aum Beispiel der Salzach. Münchner Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flußbiologie, Band 48, Herausgegeben vom Bayrischen Landesamt für Wasserforschung, München.

IWAG - Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien (1998) Adaptierung von oberösterreichischen Tauchkörperanlagen in Hinblick auf die Anforderungen durch die 1. AEV für kommunales Abwasser. Projektsarbeit im Auftrag der OÖ Landesregierung, Unterabteilung Gewässerschutz. [in Ausarbeitung; unveröffentlicht]

Jardin, N. (1995) Untersuchungen zum Einfluß der erhöhten biologischen Phosphorelimination auf die Phosphordynamik bei der Schlammbehandlung. Dissertation TH Darmstadt, *Schriftenreihe WAR* **87**

Keil St., Nowak O. (1992) Kläranlage Wolfgangsee - Ischl, Forbildungskurs des ÖWWV, Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik, *Wiener Mittelungen* **100**

Kroiß H. (1996) Kosten - Nutzen Überlegungen zur Abwasserfiltration. 29. Essener Tagung, Neue und angepaßte Techniken unter ökonomischen Zwängen, *GWA Gewässerschutz Wasser Abwasser* **156**, 25/1-25/12

Kroiß, Zessner, Deutsch, Schaar, Kreuzinger (1997) Nährstoffbilanzen der Donauanrainerstaaten - Erhebungen für Österreich. Bericht im Auftrage der Abteilung IV A2 des österreichischen Bundeskanzleramtes, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Abteilung Wassergütewirtschaft, Technischen Universität Wien.

Kroiß H., Zessner M., Schaar W. (1997 b) Bericht über die Erhebung des Ist-Zustandes der Kläranlagen Wagram-West und Gresten, sowie Abschätzung der Möglichkeiten zur Verbesserung der Klärschlammqualität. Studie im Rahmen des Niederösterreichischen Klärschlammkonzeptes, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Abteilung Wassergütewirtschaft, TU Wien

Ludwig Ch., Spatzierer G. u. Matsché N. (1985) Praktische Anwendung der biologischen Phosphorentfernung in Kombination mit der Simultanfällung. *gwf-wasser/abwasser* **126 (5)**, 257-263

LWA-Merkblätter, Nr. 1, (1989): Technischer Leitfaden zur Elimination von Phosphor in kommunalen Kläranlagen, Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf

Matsché, N. (1991). Chemische Grundlagen der Fällungsverfahren zur Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung. *Wiener Mitteilungen* **97,** A1-A35.

Matsché, N. (1991 b). Grundlagen der biologischen Phosphor-Entfernung. *Wiener Mitteilungen* **97**, F1-F31

Moser, D. (1993). Interpretation von chemischen Analysedaten und Überprüfung ihrer Plausibilität. *Wiener Mitteilungen* **110**, E1-E48.

Nowak, O., Svardal, K. (1990) Nitrifikation und Denitrifikation. *Wiener Mitteilungen* **81**, 2. Auflage, G1-G55

Nowak, O. (1995) Nährstoff- und Schwermetallfrachten im Klärschlamm. *Wiener Mitteilungen* **125**, J1-J54

Nowak O., (1995 b) Klärschlamm: Anfall und Zusammensetzung. ÖWAV-Seminar, Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft, *Wiener Mitteilungen* **126**, 130-176

Nowak, O. (1998) Stickstoffentfernung und gleichzeitige Schlammstabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen (im diesem Band)

Ødegaard, H., Paulsrud, B., Bilstad, T., Pettersen, J. E. (1991) Norwegian strategies in the treatment of municipal wastewater towards the reduction of nutrient discharges to the North Sea. *Water Science & Technology* **24 (10)**, 179-186

Ødegaard, H. (1992) Norwegian experiences with chemical treatment of raw wastewater. *Water Science & Technology* **25 (12)**, 255-264

ÖNORM M 6230 (1980) Anforderungen an die Beschaffenheit von Badegewässern. Fachnormenausschuß 140, Wassergüte und -aufbereitung, Wien

Pöpel, J. (1966) Die Elimination von Phosphaten. *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft* **16**

Schäfer A. (1997) Agronomisch optimale Phosphatfällung. *Umwelt* **8-9**, 1997

Wedi, D., Niedermayer, R. (1992) Berechnungsvorschlag zur Phosphorfällung aus kommunalen Abwässern mit sauren Metallsalzen. *gwf - Das Gas- und Wasserfach* **133 (11)**, 557-566

Wild, D. (1997) Nährstoffflüsse in Kläranlagen mit Biologischer Phosphorelimination. Dissertation an der ETH Zürich

Dipl.-Ing. Brigitte Nikolavcic
Dipl.-Ing. Matthias Zeßner-Spitzenberg
Dipl.-Ing. Dr. Otto Nowak

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien

Karlsplatz 13/226
1040 Wien

Tel: 58801 / 3142, 3146, 3143
Fax: 5042157

Email: bnikolav@iwag.tuwien.ac.at
mzessner@iwag.tuwien.ac.at
onowak@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 261 – 292
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Stickstoffentfernung und gleichzeitige aerobe Stabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen

O. Nowak

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien

Kurzfassung: An Belebungsanlagen mit sogenannter "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" kommt es häufig zu Geruchsproblemen, weil der Überschußschlamm nicht ausreichend stabilisiert ist. Es wird dargestellt, daß bei aerob-anoxischem Betrieb des Belebungsbeckens und Temperaturen von ca. 8 °C ein Schlammalter von etwa 70 Tagen erforderlich wäre, um eine einigermaßen zufriedenstellende Stabilisierung zu erreichen. Aus der Sicht eines ganzheitlichen Umweltschutzes ist die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren in Anlagen ohne Vorklärung und ohne weitgehende Stabilisierung im Grunde sehr vorteilhaft, da gleichzeitig weitestgehende Stickstoffentfernung (> 90 %), "simultane biologische Phosphorentfernung", ein verminderter Energieverbrauch für die Belüftung und ein höheres Nährstoffangebot (oTS und Stickstoff) an die Landwirtschaft erzielt werden können. Wird wegen nennenswerter Geruchsbelästigung durch den nicht ausstabilisierten Schlamm eine weitergehende Stabilisierung erforderlich, so sollte diese in einem getrennten Prozeß auf biologischem Wege erfolgen, wozu Lösungsansätze gezeigt werden.

Keywords: Belebungsanlagen, Gleichzeitige aerobe Stabilisierung, Schlammstabilisierung, Stickstoffentfernung, Denitrifikation, CSB-Bilanz, Stickstoffbilanz

1 Einleitung

Wenn man mit Betreibern und Klärwärtern von Belebungsanlagen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" spricht, so erfährt man meistens, daß die Abwasserreinigung bestens funktioniert, hört allerdings des öfteren Klagen darüber, daß der Überschußschlamm bei der Lagerung zu "stinken" beginnt. Interessant ist dabei, daß dieses Phänomen fallweise auch bei (sehr) hohem Schlammalter (über 50 Tagen) auftritt.

2 Der Stabilisierungsgrad von Schlämmen von Belebungsanlagen mit "gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung"

2.1 Historisches

In der Ausgabe des ATV-Arbeitsblattes A 126 aus dem Jahre 1977 mit dem Titel "Grundsätze für die Bemessung des biologischen Teils von Kläranlagen nach dem Belebungsverfahren mit gemeinsamer Schlammstabilisierung bei Anschlußwerten zwischen 500 und 10.000 Einwohnergleichwerten" (ATV, 1977) wurden *Bemessungs- und Betriebskennwerte von Belebungsanlagen mit Schlammstabilisierung* wie folgt angegeben:

Schlammbelastung $B_{TS} \leq$ ***0,05 kg BSB$_5$/(kg TS · d)***

.....

Sauerstoffgehalt C = ***1,0 mg O$_2$/l***

In der 25. Auflage des "Taschenbuches der Stadtentwässerung" aus dem Jahre 1979 (Imhoff und Imhoff, 1979), worin auf das ATV-Arbeitsblatt A 126 Bezug genommen wird, wird zur "Überlüftung" folgendes festgestellt:

- *Belastet man den Schlamm einer Belebungsanlage mit* ***0,05 g BSB$_5$ je g Trockensubstanz und Tag****, dann wird der Schlammzuwachs so gering, daß sich ein* ***Schlammalter von 40 Tagen*** *einstellt. Während dieser langen Belüftungszeit werden die organischen Schlammanteile weitgehend* ***aerob stabilisiert****. Dies gilt auch für Schlamm, der sich in Vorbecken absetzen würde.*

Im Rahmen des vorletzten Fortbildungskurses "Biologische Abwasserreinigung" im Jahre 1980 wurden mit Hinweis auf das "alte" ATV-Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1981), das sich damals gerade in Ausarbeitung befand, in einem "*Bemessungsbeispiel*" unter anderem folgende Werte für die *gleichzeitige Stabilisierung* angegeben (von der Emde, 1980 a und b):

Schlammbelastung B_{TS} : ***0,05 kg BSB$_5$/(kg TS · d)***

ÜS-Produktion $ÜS_R/B_R$: ***0,85 kg ÜS/kg BSB$_5$***

Schlammalter t_{TS} : ***23 d***

Sauerstoffgehalt c_x : ***0,5 mg O$_2$/l***

Der angegebene Sauerstoffgehalt (0,5 mg/l) wurde zur Ermittlung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr angesetzt (von der Emde, 1980 b).

Im "alten" Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1981) selbst sind keine Empfehlungen hinsichtlich eines im Betrieb anzustrebenden Sauerstoffgehalts zu finden. Es wird lediglich darauf hingewiesen, daß *bei länger anhaltenden niedrigen Temperaturen im Belebungsbecken der Stabilisierungsgrad des Schlammes geringer ist* und daß *dies bei der weiteren Behandlung des Schlammes zu berücksichtigen ist.* In diesem Arbeitsblatt wird die Überschußschlammproduktion übrigens mit 1,0 kg TS/kg BSB_5 angegeben.

Im "neueren" Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) ist unter "Abwasserreinigung mit Nitrifikation, Denitrifikation und Schlammstabilisierung" folgendes ausgeführt:

- *Ist eine Reinigung ohne Vorklärung bei gleichzeitiger Stabilisierung des Schlammes vorgesehen, so ist für die Bemessung wegen der angestrebten Nitrifikation/Denitrifikation von einem* ***Schlammalter von 25 Tagen*** *..... auszugehen.*

Im weiteren findet sich die selbe Formulierung zum verminderten Stabilisierungsgrad bei niedrigen Temperaturen wie im "alten" A 131 (ATV, 1981). Die biologische Überschußschlammproduktion errechnet sich nach den in diesen Arbeitsblatt angegebenen Formeln in Abhängigkeit vom Verhältnis Feststoffe zu BSB_5 im Zulauf bei einer Temperatur von 10°C zu rund 0,9 bis 1,0 kg ÜS/kg BSB_5. Daraus und mit $t_{TS} = 25$ d ergibt sich zuzüglich des Fällschlammes die BSB_5-Schlammbelastung zu etwa 0,04 kg BSB_5 /(kg TS · d).

Zu diesen Angaben kann zusammenfassend folgendes festgestellt werden:

- Während im Arbeitsblatt A 126 aus dem Jahre 1977 (ATV, 1977) noch eine Forderung hinsichtlich des Sauerstoffgehalts gestellt wurde (> 1 mg/l), wurde auf eine diesbezügliche Angabe in beiden Ausgaben des Arbeitsblattes A 131 (ATV, 1981 und 1991) verzichtet.
- Im Taschenbuch der Stadtentwässerung (Ausgabe 1979) wird zwar ein Schlammalter von 40 Tagen bei gleichzeitiger Stabilisierung angegeben. Allerdings ergibt sich mit der ebenfalls angeführten Schlammbelastung von 0,05 kg/(kg·d) eine Überschußschlammproduktion von nur 0,5 kg/kg BSB_5. Dieser Wert ist viel niedriger als die Werte nach Arbeitsblatt A 131 von rund

1,0 kg TS/kg BSB_5 (einschl. Fällschlamm), welche gut mit der Realität übereinstimmen, wie zu zeigen sein wird, und folglich keine Sicherheiten bei der Bemessung beinhalten.

2.2 Organische Trockensubstanz in Klärschlamm von Belebungsanlagen mit gleichzeitiger aerober Stabilisierung

In den Jahren 1994 und 1995 wurden im Rahmen von Forschungsprojekten zahlreiche Daten von Klärschlammgutachten für eine Reihe von niederösterreichischen und burgenländischen Kläranlagen mit überwiegend häuslichem Abwasser statistisch auswertet (Nowak, 1995 a und b). Dabei wurde, um zu einwohnerspezifischen Frachten zu gelangen, nach Bezugsgrößen gesucht, die zumindest für einen Kläranlagentyp als näherungsweise konstant angesehen werden können.

Da Phosphor nur über den Klärschlamm aus dem Abwasser entfernt werden kann, wurde für Anlagen mit weitgehender Phosphorentfernung (durch Fällung) der P-Gehalt des Klärschlamms als Bezugsgröße herangezogen. Die spezifische Phosphorfracht im Zulauf von kommunalen Kläranlagen liegt bei 1,4 bis 1,7 g P/(EW·d) (Nowak, 1995 b; Nikolavcic *et al.*, 1998), wobei der höhere Wert für "rein häusliches" Abwasser gilt und die spezifische P-Fracht mit steigendem Industrie- und Gewerbeanteil abnimmt (Andreottola *et al.*, 1994).

Für die Anlagen mit weitgehender Phosphorentfernung durch chemische Fällung wurde eine spezifische Phosphorfracht Klärschlamm von 1,2 g/EGW/d angesetzt. Dieser Wert liegt etwas unter dem, der bei "rein häuslichem" Abwasser und einer Entfernungsrate von rund 85 % zu erwarten wäre. Es war jedoch zu vermuten, daß für einige Anlagen, die bereits damals mit Phosphatfällung betrieben wurden, diesbezüglich noch keine wasserrechtlichen Auflagen bestanden.

Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Abbildung 1 dargestellt, wobei jeder Balken für eine Kläranlage steht und im Mittel 2 Analysenwerte je Anlage vorlagen. 23 der 24 Anlagen mit Phosphatfällung, von denen Klärschlammgutachten ausgewertet wurden, waren Belebungsanlagen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung", d.h. ohne Vorklärung und ohne weitergehende Stabilisierung. Lediglich eine Anlage wurde mit Schlammfaulung betrieben (in Abb. 1

schwarz dargestellt), und zwar die Kläranlage des RHV Wolfgangsee-Ischl (Keil und Nowak, 1992). Die Klärschlammdaten dieser Anlage wurden herangezogen, da aus Niederösterreich und dem Burgenland keine Analysendaten von Anlagen mit Phosphatfällung **und** getrennter Stabilisierung zur Verfügung standen.

Für die Kläranlage Wolfgangsee-Ischl ergab sich die spezifische Fracht an organischer Trockensubstanz im Klärschlamm zu 17 g oTS/(EW·d). Dieser Wert wurde mittels Bilanzierung überprüft (Nowak, 1995 a).

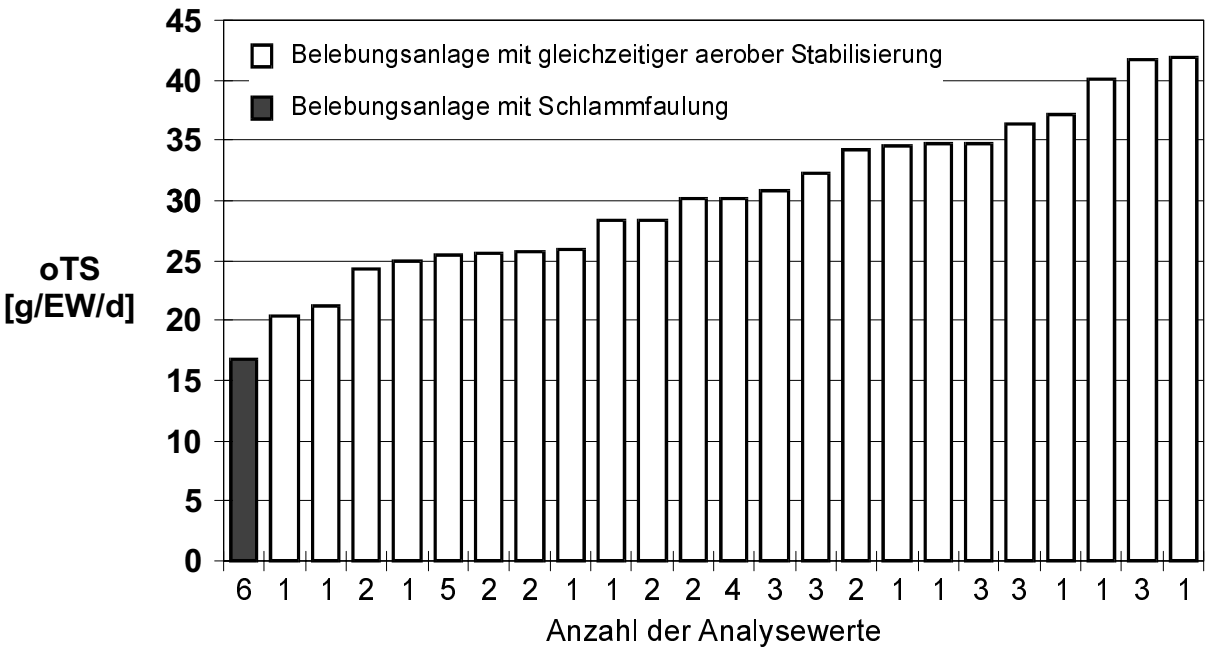


Abbildung 1: Spezifische oTS-Fracht im Klärschlamm von Belebungsanlagen mit Phosphatfällung, ermittelt unter der Annahme von 1,2 g P/EW/d im Klärschlamm

In einer umfangreichen Arbeit, die Anfang der 80-er Jahre in der Deutschland vorgenommen wurde, wurden Mengen und Inhaltsstoffe von kommunalen Klärschlämmen von nahezu 200 Kläranlagen erhoben und ausgewertet, wobei die meisten dieser Anlagen mit getrennter Stabilisierung, überwiegend Schlammfaulung, betrieben wurden (Riegler *et al.,* 1982). Aus den Angaben in dieser Arbeit über den mittleren spezifischen Schlammanfall und über den Glühverlust ergibt sich eine mittlere Fracht an organischer Trockensubstanz von 16 bis 19 g/(EW·d), je nachdem ob man Mittel- oder Medianwerte ansetzt.

Somit stimmt der Wert der Kläranlage Wolfgangsee-Ischl gut mit diesen Angaben überein.

Die Werte für die spezifische oTS-Fracht von den Anlagen mit gleichzeitiger aerober Stabilisierung liegen jedoch deutlich über den genannten Werten und zwar zum Teil doppelt so hoch, als nach Riegler *et al.* (1982) zu erwarten gewesen wäre. Dabei ist zusätzlich zu beachten, daß bei der hier dargestellten Auswertung (Abb. 1) ein relativ geringen Wert für die spezifische P-Fracht angesetzt wurde. Es ist durchaus anzunehmen, daß die spezifische P-Fracht im Zulauf und folglich auch im Klärschlamm in einigen Fällen deutlich höher lag, da es sich meistens um kleine Anlagen im ländlichen Gebiet handelte. Wäre ein höherer Wert als 1,2 g/(EW·d) für die spezifische P-Fracht im Klärschlamm angesetzt worden, so hätten sich noch höhere Werte für die spezifische oTS-Fracht ergeben.

Die Grenze für "einigermaßen stabilisierten Klärschlamm" dürfte bei einer spezifischen oTS-Fracht von etwa 30 g/(EW·d) liegen. Dieses "Kriterium" wäre von rund der Hälfte der Schlämme der Kläranlagen mit sogenannter "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" nicht erfüllt worden. Der Klärschlamm dieser Anlagen wäre folglich als "nicht stabilisiert" zu bezeichnen, womit die Gefahr besteht, daß diese Schlämme bei Lagerung Geruchsprobleme hervorrufen.

Bei der Auswertung der spezifischen Stickstofffracht im Schlamm ergab sich ein ähnliches Bild. In ausstabilisierten Schlämmen ist eine spezifische N-Fracht zwischen 1,2 und 1,5 g/(EW·d) zu erwarten (Nowak *et al.*, 1998). Für mehr als 50 % der Schlämme von Anlagen mit "gleichzeitiger Stabilisierung" ergab sich die spezifische Stickstofffracht zu Werten über 2,0 g/(EW·d) (Nowak, 1995 a).

2.3 Überschußschlammproduktion von Belebungsanlagen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung"

In den letzten Jahren wurden am Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien mehrere Anlagen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" mit Hilfe von Bilanzierungen detailliert untersucht. Darüber hinaus wurden Laborversuche zur weitergehenden getrennten Stabilisierung vorgenommen.

Hier werden nun die entsprechenden Ergebnisse von 3 Belebungsanlagen ohne Vorklärung und ohne getrennter Stabilisierung, demnach mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung", vorgestellt werden, und zwar von den Kläranlagen

- der Stadtgemeinde *Mödling*
- des Wasserverbandes *Wulkatal* sowie
- des Reinhalteverbandes *Wallersee-Nord*

Die Untersuchungen an der Kläranlage Mödling fanden im Rahmen eines umfangreichen, mehrjährigen Projekts statt, aus dem eine Doktorarbeit entstand (Franz, 1997). Die Angaben zu dieser Kläranlage sind weitgehend dieser Dissertationsschrift entnommen. Mit Schlamm von der ARA Wallersee-Nord wurde nur ein Stabilisierungsversuch unternommen. Diese Anlage weist eine ausgezeichnete Eigenüberwachung auf, wie sich bei der Auswertung und Überprüfung der Betriebsdaten mit Hilfe von Bilanzen herausgestellt hat. Die Ergebnisse dieser beiden Anlagen sind somit hinreichend abgesichert und von hoher Genauigkeit. Die Kläranlage Wulkatal weist ebenfalls ein umfangreiches Datenmaterial auf, allerdings standen nicht alle Angaben, die für eine Absicherung der Betriebsdaten notwendig gewesen wären, zur Verfügung.

In Tabelle 1 werden die Betriebsdaten dieser 3 Kläranlagen verglichen, wobei jeweils die Mittelwerte von einem Jahreszyklus angegeben sind. Die "Schlammbelastung" B_{TS} liegt bei allen 3 Anlagen unter den Werten von 0,05 bzw. 0,04 kg BSB_5/(kg TS·d), die sich aus den zitierten ATV-Arbeitsblättern ergeben (ATV, 1977, 1981 sowie 1991). Die Überschußschlammproduktion in kg TS/kg BSB_5 (einschl. Fällschlamm) stimmt für die Kläranlagen Wulkatal und Wallersee-Nord gut mit den Werten, die sich nach Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) errechnen, überein. Für die Kläranlage Mödling ergibt sich mit 1,1 kg/kg BSB_5 ein etwas höherer Wert, womit aufgezeigt wird, daß keinesfalls davon ausgegangen werden kann, daß die Werte für die Überschußschlammproduktion in Arbeitsblatt A 131 "auf der sicheren Seite" liegen, wie vielfach behauptet wird. Die Belastung der Anlagen ("Raumbelastung" B_R), aber auch die "Schlammbelastung" (B_{TS}) spiegeln sich daher nicht vollständig im Schlammalter wider. Dabei ist zu bedenken, daß die Überschußschlammproduktion stark durch den Eintrag an mineralischen Feststoffen sowie die Fällmittelzugabe geprägt wird. Es ergeben sich auch deutliche Unterschiede im

anorganischen Schlammanfall zwischen den 3 Anlagen. In jedem Fall gilt, daß **weder die spezifische Überschußschlammproduktion noch der Glühverlust ein Kriterium für den Stabilisierungsgrad eines Schlammes sind**.

Tabelle 1: Betriebsdaten von 3 verschiedenen schwachbelasteten Belebungsanlagen ohne Vorklärung (nach Nowak *et al.*, 1996, erweitert)

WWTP	**Mödling** (1/93 - 12/93)	**Wulkatal** (10/93 - 9/94)	**Wallersee-N.** (4/96 - 3/97)	
Volumen BB	18100	15000	3500	m^3
Mittlere Belastung	59000	53500	8300	EW
B_R	**0,20**	**0,21**	**0,14**	**kg $BSB_5/m^3/d$**
TS_{BB}	7,2	11,4	4,6	kg/m^3
B_{TS}	**0,027**	**0,019**	**0,031**	**kg BSB_5/kg/d**
T_{ab} im Jahresmittel	15	15	12	°C
ÜS-Produktion	66	48	50	g TS/EW/d
$ÜS_B$	1,1	0,80	0,83	g TS/g BSB_5
Schlammalter	**33**	**68**	**39**	**d**
Glühverlust (oTS/TS)	56	54	70	%
org. ÜS-Produktion	**37**	**26**	**35**	**g oTS/EW/d**
anorg. ÜS-Produktion	29	22	15	g TS/EW/d
N im Zulauf	ca. 10	ca. 9	ca. 10	g N/EW/d
Stickstoffentfernung	**87**	**56**	**94**	**%**

Ein eindeutiger Zusammenhang besteht zwischen Schlammalter und Überschußschlammproduktion als spezifische oTS-Fracht in g/(EW·d): Je größer das Schlammalter, desto geringer ist die spezifische oTS-Fracht im Überschußschlamm, wobei die Temperatur zu berücksichtigen ist, die bei der ARA Wallersee-Nord im Jahresmittel um rund 3 °C unter der Werten der Kläranlagen Mödling und Wulkatal liegt (Tab. 1). Im Überschußschlamm der Kläranlage Wulkatal, die im Vergleichszeitraum ein Schlammalter von 68 Tagen im Mittel aufwies, liegt die spezifische oTS-Fracht mit 26 g/(EW·d)

deutlich unter den Werten der beiden Anlagen Mödling und Wallersee-Nord (37 bzw. 35 g oTS/(EW·d)), bei denen das Schlammalter 33 bzw. 39 Tage betrug.

Ursprünglich wurde aufgrund dieser Daten vermutet, daß auch ein Zusammenhang zum Stickstoffentfernungsgrad besteht (Nowak *et al.*, 1996; Franz, 1997). Obwohl die spezifische Stickstofffracht im Zulauf der Kläranlage Wulkatal mit rund 9 g/(EW·d) sogar geringfügig unter den Werten von Mödling und Wallersee-Nord liegt, ist die Stickstoffentfernung bei dieser Anlage im angegebenen Zeitraum bei weitem am schlechtesten gewesen. Dies war darauf zurückzuführen, daß die Belebungsbecken der Kläranlage Wulkatal während dieses Zeitraumes in hohem Maße aerob betrieben wurden. Demgegenüber wurden an der Kläranlage Mödling knapp 90 % und an der ARA Wallersee-Nord sogar deutlich über 90 % des ankommenden Stickstoffs entfernt. Der aerobe Zustand der Belebungsbecken der ARA Wulkatal wurde somit als eine weitere Ursache für den höheren Stabilisierungsgrad, die geringere oTS-Fracht im Klärschlamm dieser Anlage angesehen.

In Abbildung 2 ist der Zusammenhang zwischen Schlammalter (bzw. "Vergleichsschlammalter") und Überschußschlammproduktion in g oTS/(EW·d) für die Kläranlagen Mödling und Wallersee-Nord dargestellt, wobei die Auswertung über Bilanzzeiträume von 2 bzw. 3 Monaten erfolgte. Das "Vergleichsschlamm-alter" wurde gewählt, um Werte, die bei unterschiedlichen Temperaturen ermittelt wurden, aufeinander beziehen zu können. Als Temperaturfaktor wurde der Wert von 1,072 angesetzt, welcher zumeist für die Umrechnung bei den Vorgängen des Kohlenstoffabbaus verwendet wird. Das "Vergleichsschlamm-alter" ($t_{TS,v}$) mit einer Basistemperatur von 15 °C ergibt sich danach aus dem Schlammalter (t_{TS}) bei der aktuellen Temperatur im Belebungsbecken (T_{BB}) nach folgender Formel:

$$t_{TS,v} = t_{TS} \cdot 1{,}072^{(T_{BB} - 15)} \quad (1/d) \qquad (1)$$

Zusätzlich wurde in Abbildung 2 der Jahresmittelwert für die Kläranlage Wulkatal eingetragen (vgl. Tab. 1). Die dargestellte Kurve wurde ausgehend von den kinetischen Zusammenhängen des "Activated Sludge Models No.1" (Henze *et al.*, 1987) an die Summe der Datenpunkte der Kläranlagen Mödling und Wallersee-Nord angepaßt. Interessant ist, daß die Meßdaten dieser beiden unterschiedlichen Anlagen sehr nahe bei einander liegen, obzwar die

spezifische oTS-Fracht im Überschußschlamm der ARA Wallersee-Nord durchwegs etwas unter den Werten der Kläranlage Mödling liegt.

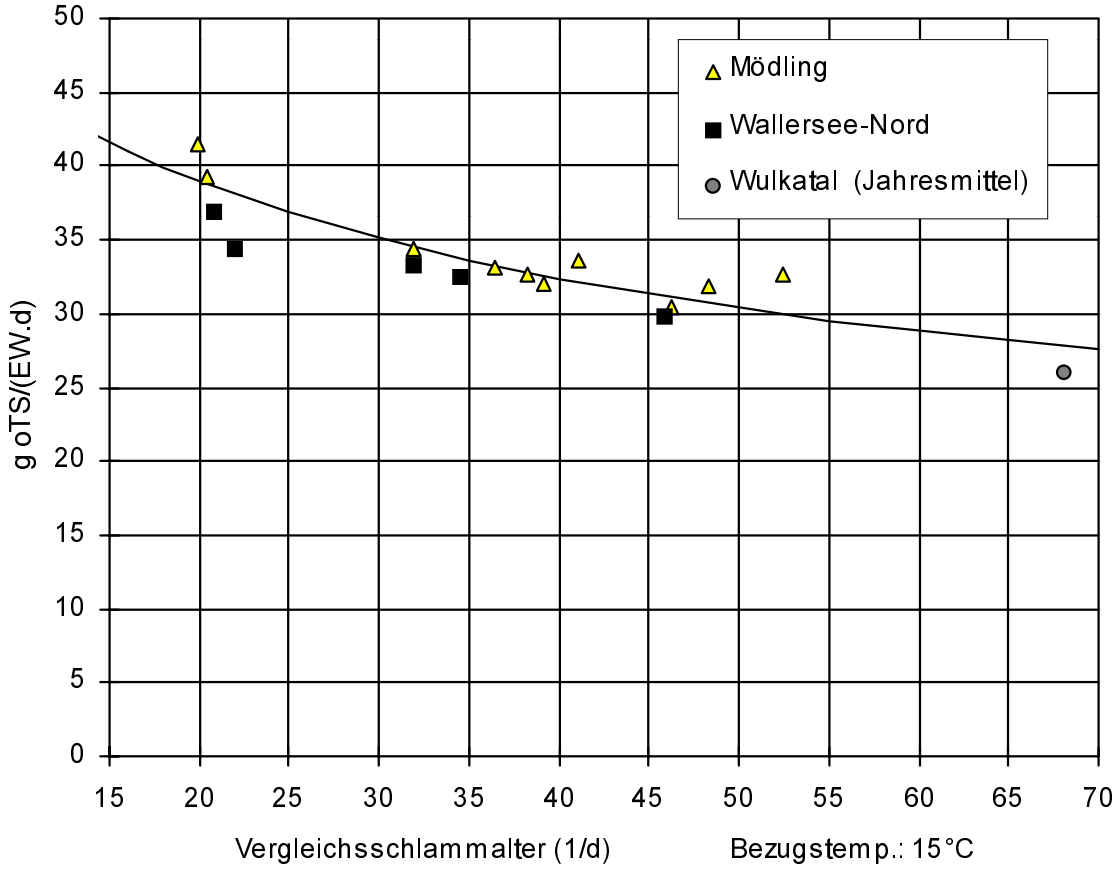


Abbildung 2: Spezifische oTS-Fracht im Überschußschlamm von 3 Belebungsanlagen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" in Abhängigkeit vom Vergleichsschlammalter.

Bemerkenswert ist, daß der Jahresmittelwert der Kläranlage Wulkatal nicht wesentlich unter der eingetragenen ("theoretischen") Kurve liegt. Demnach hätte der aerobe Zustand der Belebungsbecken dieser Anlage über den Zeitraum dieser Auswertung keinen nennenswerten Einfluß auf den Stabilisierungsgrad des Schlammes gehabt.

Die hohen Werte für die spezifische oTS-Fracht von rund 35 bis 40 g/(EW·d) bei niedrigem "Vergleichsschlammalter" von rund 20 Tagen stammen aus den Winterperioden. Dazu ist anzumerken, daß an der Kläranlage Wallersee-Nord nur mit diesen Schlämmen nennenswerte Geruchsprobleme auftreten. Es ist

schwer daraus abzuleiten, unter welcher "Schwelle" für die spezifische oTS-Fracht nur mehr geringfügige Geruchsbelästigungen zu erwarten sind. Zudem wird die Beurteilung sicherlich individuell unterschiedlich ausfallen. Setzt man diese "Schwelle" etwa bei einer spezifischen oTS-Fracht von 30 bis 33 g/(EW·d) an, so ergibt sich bei den Verhältnissen an diesen Anlagen ein "erforderliches" Schlammalter von rund 40 bis 50 Tagen bei einer Temperatur von 15 °C (Abb. 2). Mit Gleichung (1) erhöht sich das "erforderliche" Schlammalter bei 10 °C bereits auf 55 bis 70 Tage, bei 8 °C auf 65 bis 80 Tage. Es erscheint nicht praktikabel, Belebungsanlagen mit gleichzeitiger aerober Stabilisierung und Stickstoffentfernung auf diese Werte für das Schlammalter auszulegen.

2.4 Ergebnisse von Laborversuchen mit getrennter Stabilisierung - Spezifische oTS- und Stickstofffracht im ausstabilisierten Schlamm

Im folgenden werden nun die Ergebnisse der Stabilisierungsversuche, die mit Belebtschlamm (= Überschußschlamm) von jeder einzelnen der 3 Anlagen durchgeführt wurden, dargestellt.

In Abbildung 3 ist die Abnahme der organischen Trockensubstanz im Belebtschlamm (Überschußschlamm) der Kläranlage Mödling bei getrennter aerober Stabilisierung im Batch-Test (= Stabilisierungsversuch) dargestellt. Dabei wurde der Verlauf der oTS-Abnahme auf die spezifische Fracht im Überschußschlamm (g oTS/EW/d), die aus der Bilanzierung der Anlage ermittelt wurde, bezogen. Die Werte für die spezifische oTS-Fracht ergeben sich aus der Bilanzierung der Anlage über die Zeit vor dem Stabilisierungsversuch, wobei Bilanzzeiträume von etwa 2 bis 3 Monaten gewählt wurden.

Wie auch Abbildung 2 zeigt, liegt die spezifische oTS-Fracht im Überschußschlamm nach den Wintermonaten ("Mödling (März 1993)") deutlich höher als nach den Sommermonaten ("Mödling (Sept. 1993)"). Dessenungeachtet war nach getrennter Stabilisierung bei ca. 22 °C im Batch-Test nach rund 50 Tagen Stabilisierungszeit eine spezifische Fracht von rund 18 g oTS/EW/d erreicht, und zwar unabhängig von der spezifischen oTS-Fracht im Überschußschlamm und damit unabhängig vom Belastungszustand der Anlage und dem Entnahmezeitpunkt (Sommer/Winter) des Überschußschlammes (Abb. 3).

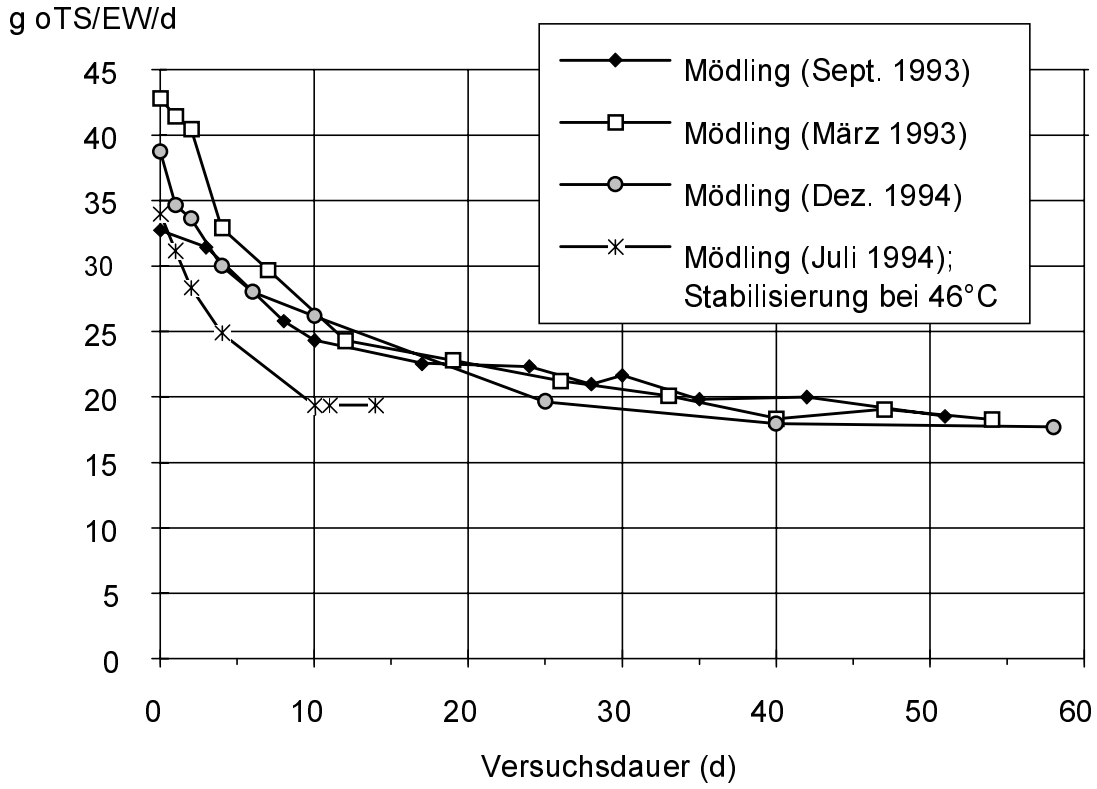


Abbildung 3: Abnahme der spezifischen oTS-Fracht im Überschußschlamm der Kläranlage Mödling bei getrennter aerober Stabilisierung im Batch-Test. Versuchstemperatur: ca. 22 °C bzw. 46 °C (aus Franz, 1997)

Bei einem Versuch mit aerob-thermophiler Stabilisierung (bei 46 °C) stellte sich nach rund 10 Tagen eine vergleichbare spezifische oTS-Fracht ein (Abb. 3). Auch bei einem Versuch mit mesophiler Schlammfaulung im Durchlaufreaktor ergab sich ein Endwert von rund 18 g oTS/EW/d (Franz, 1997).

Aus der Bilanzierung der ARA Wulkatal ergab sich für den Zeitraum September/Oktober 1994 eine spezifische oTS-Fracht im Überschußschlamm von 26 g oTS/EW/d und für November/Dezember 1994 von 28 g oTS/EW/d. Um zu untersuchen, in welchem Ausmaß die spezifische oTS-Fracht im Überschußschlamm der ARA Wulkatal durch getrennte aerobe Stabilisierung noch vermindert werden kann, wurden auch mit Schlamm von dieser Anlage Stabilisierungsversuche durchgeführt. Die Schlammentnahme erfolgte im Oktober bzw. im Dezember 1994. Die Ergebnisse dieser Stabilisierungsversuche sind in Abbildung 4 dargestellt.

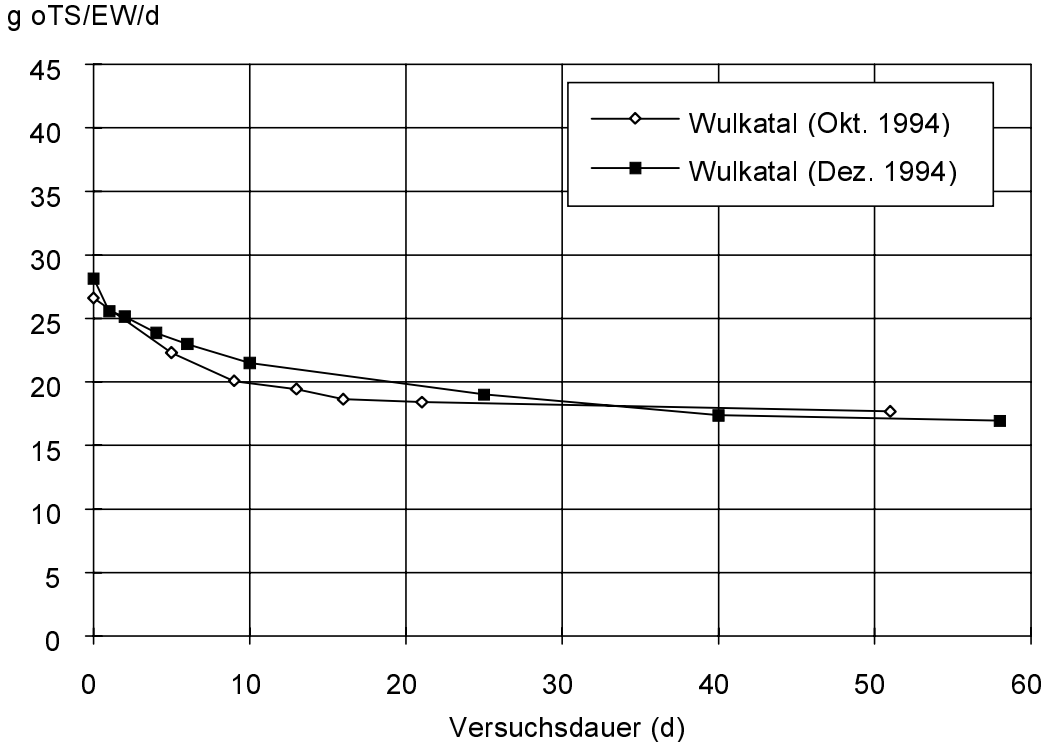


Abbildung 4: Abnahme der spezifischen oTS-Fracht im Überschußschlamm der ARA Wulkatal bei getrennter aerober Stabilisierung im Batch-Test. Versuchstemperatur: ca. 20 °C (aus Franz, 1997)

Wie aus Abbildung 4 zu erkennen ist, ergaben sich auch bei Belebtschlamm der ARA Wulkatal nach weitgehender Stabilisierung Werte für die spezifische oTS-Fracht zwischen 17 und 18 g oTS/(EW·d), die somit im zu erwartenden Bereich liegen.

Die folgende Abbildung 5 zeigt den zeitlichen Verlauf der Abnahme der spezifischen oTS-Fracht sowie der spezifischen Stickstofffracht (als TKN) bei einem Stabilisierungsversuch mit Belebtschlamm der ARA Wallersee-Nord, der beginnend im März 1997 durchgeführt wurde. Die Anfangswerte ergaben sich aus der Bilanzierung der Anlage über den Zeitraum Jänner bis März 1997.

Bei diesem Stabilisierungsversuch lag die spezifische oTS-Fracht nach 70 Tagen bei ca. 18,5 g oTS/(EW·d). Danach lag bei allen Stabilisierungsversuchen mit Belebtschlamm (= Überschußschlamm) der Kläranlagen Mödling, Wulkatal und Wallersee-Nord die spezifische oTS-Fracht im Schlamm nach weitgehender Stabilisierung zwischen 17 und 19 g oTS/(EW·d) und somit in dem Bereich, der bei einer umfangreichen Erhebung von Riegler *et al.* (1982) für stabilisierte Schlämmen ermittelt wurde.

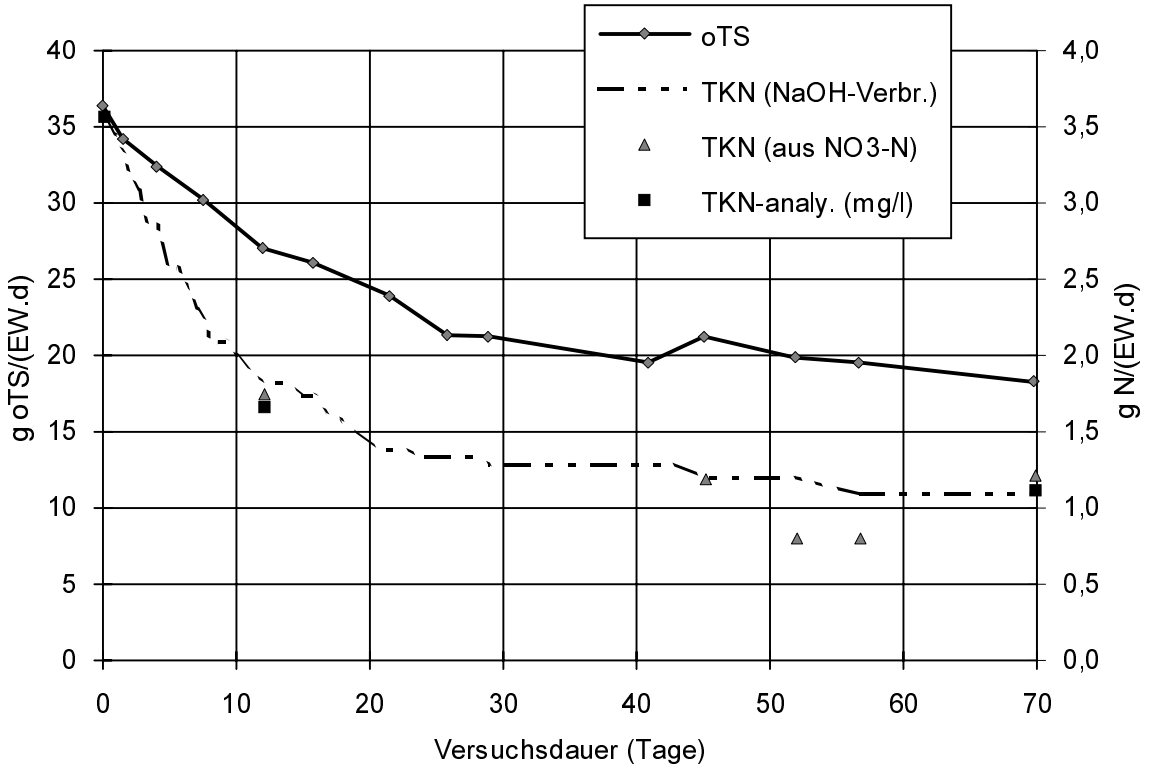


Abbildung 5: Abnahme der spezifischen oTS-Fracht (g oTS/(EW·d)) sowie der spezifischen N-Fracht (g N/(EW·d)) im Überschußschlamm der ARA Wallersee-Nord vom März 1997 bei getrennter aerober Stabilisierung im Batch-Test. Versuchstemperatur: 20 °C (± 3 °C)

Die organische Substanz im Klärschlamm (bzw. Überschußschlamm nach weitgehender Stabilisierung) setzt sich zusammen aus schwer abbaubaren organischen Feststoffen, die mit dem Zulauf in die Anlage gelangen, und aus den nicht (schwer) abbaubaren Reststoffen der Biomasse, welche in der Anlage gebildet wurde. Wenn man nun davon ausgeht, daß im häuslichen (kommunalen) Abwasser aus unterschiedlichen Einzugsgebieten der Anteil an biologisch nicht (bzw. nur sehr schwer) abbaubaren organischen Feststoffen bezogen auf die gesamte organische Zulauffracht in der gleichen Größenordnung liegt, ist es nicht weiter verwunderlich, daß nach "vollständiger Stabilisierung", d. h. weitestgehendem Abbau der biologisch abbaubaren organischen Verbindungen, etwa die gleiche Fracht an "biologisch kaum mehr abbaubarer" organischer Trockensubstanz im Klärschlamm, bezogen auf den Einwohnergleichwert, zu finden ist. Die spezifische oTS-Fracht im ausstabilisierten Schlamm kann auch auf die Zulauffracht an BSB_5 oder CSB bezogen werden. Auf der Basis von 18 g oTS/(EW·d) ergibt sich spezifischer Schlammanfall an ausstabilisiertem

Klärschlamm, der aus dem "Gesamtsystem biologische Abwasserreinigungsanlage" abgezogen wird, von 0,3 g oTS/g BSB_5 bzw. 0,15 g oTS/g CSB im Zulauf zur Anlage.

Während des Stabilisierungsversuchs mit Belebtschlamm von der ARA Wallersee-Nord wurde der TKN-Gehalt und somit die spezifische Stickstofffracht im Schlamm auf 3 verschiedene Arten ermittelt, und zwar einerseits direkt aus der TKN-Analytik, andererseits aus dem Anstieg der NO_3-N-Konzentration, wobei angenommen wurde, daß während des Versuchs keine Denitrifikation stattfand, und weiters aus dem Verbrauch an Natronlauge zur Neutralisation des produzierten Nitrats (TKN (NaOH-Verbr.) in Abb. 5).

Ein Abfall des pH-Werts während des Stabilisierungsversuchs zufolge des produzierten Nitrats sollte grundsätzlich vermieden werden, weil dadurch anorganische Stoffe rückgelöst und folglich die anorganische TS zunehmend vermindert wird. Bei diesem Versuch (Abb. 5) wurde der pH durch die Zugabe von verdünnter Natronlauge während des Versuchs näherungsweise konstant gehalten (pH 7,4 ± 0,1). Aus der für die Neutralisation benötigten Natronlauge konnte unter der Annahme konstanter Belüftung die Konzentration an produziertem Nitrat ermittelt werden. Auf diese Weise war es möglich, den ungefähren Verlauf des aktuelle Stickstoffgehalts im Schlamm aufzuzeichnen, obwohl nur wenige Stickstoffanalysen vorgenommen wurden.

Es zeigt sich, daß der Stickstoffgehalt noch rascher abnimmt als der organische Trockensubstanzgehalt, wobei die spezifische N-Fracht im Überschußschlamm ($N_{ÜS}$) während des Stabilisierungsversuchs von rund 3,6 auf 1,1 g N/(EW·d) zurückging (Abb. 5). Für die Kläranlage Mödling ergaben sich aus vollständigen Bilanzierungen, die über mehr als 2 Jahre hinweg ausgeführt wurden (Franz, 1997), für die spezifische $N_{ÜS}$-Fracht für die Wintermonate Werte zwischen 3 und 3,5 g N/(EW·d). Nach vollständiger aerober Stabilisierung (im Laborversuch) stellte sich eine spezifische $N_{ÜS}$-Fracht zwischen 1,0 und 1,25 g N/(EW·d). Da bei einer weitgehenden Stabilisierung Stickstoff, der im Überschußschlamm gebunden ist, in hohem Maße freigesetzt wird, ist demnach bei zusätzlicher getrennter Stabilisierung wesentlich mehr Stickstoff, der ansonsten mit dem Klärschlamm "entsorgt" würde, durch Denitrifikation zu entfernen als bei einer Anlage mit sogenannter "gleichzeitiger aerober Stabilisierung".

3 Der Stickstoffentfernungsgrad von Belebungsanlagen mit gleichzeitiger aerober Stabilisierung

3.1 Vorgangsweise bei der Bilanzierung von Belebtschlammsystemen

Da die Stickstoffentfernung in nennenswertem Umfang mit dem Überschußschlamm erfolgt, kann die Denitrifikationsleistung eines Belebtschlammsystems, insbesondere eines mit sogenannter "gleichzeitiger aerober Stabilisierung", im Grunde nur durch eine vollständige Bilanzierung hinreichend genau ermittelt werden, wobei der Bilanzzeitraum 2 bis 3 Schlammalter betragen sollte. Im folgenden wird die Vorgangsweise bei einer solchen Bilanzierung kurz erläutert. Weitere Hinweise zur Bilanzierung von Belebtschlammsystemen finden sich in früheren Arbeiten (Nowak, 1993; Schweighofer, 1994; Nowak, 1995 a, 1997 a und b).

Ausgangspunkt einer Bilanzierung eines Belebtschlammsystems ist die "meßtechnische Erfassung" des Überschußschlamms als $ÜS_{oTS}$, ausgedrückt in kg oTS/d (Pkt. ① in Abb. 6). Da das Ergebnis der Bilanzierung nicht der Überschußschlammabzug, sondern der ÜS-Anfall (die ÜS-Produktion) sein sollte, ist selbst bei längeren Bilanzzeiträumen die Speicherung von Belebtschlamm (als oTS) im System, d.h. die Zu- bzw. Abnahme des Trockensubstanzgehalts im Belebungsbecken, zu berücksichtigen.

Dieser gemessene Überschußschlammanfall kann mit Hilfe der Phosphorbilanz überprüft werden. Dabei macht man sich die Tatsache zunutze, daß die Phosphorentfernung nur mit dem Überschußschlamm, jedoch nicht über die Abluft erfolgt, da Phosphor in flüssiger und fester Form, aber nicht gasförmig vorliegen kann. Folglich entspricht die Differenz aus der Phosphorfracht im Zulauf abzüglich der im Ablauf der P-Fracht im Überschußschlamm ($P_{ÜS}$), womit sich der ÜS-Anfall als $ÜS_{oTS}$ aus dem Quotienten von $P_{ÜS}$ geteilt durch den Phosphorgehalt des Belebtschlamms bezogen auf die oTS (P/oTS) ergibt (Pkt. ② in Abb. 6).

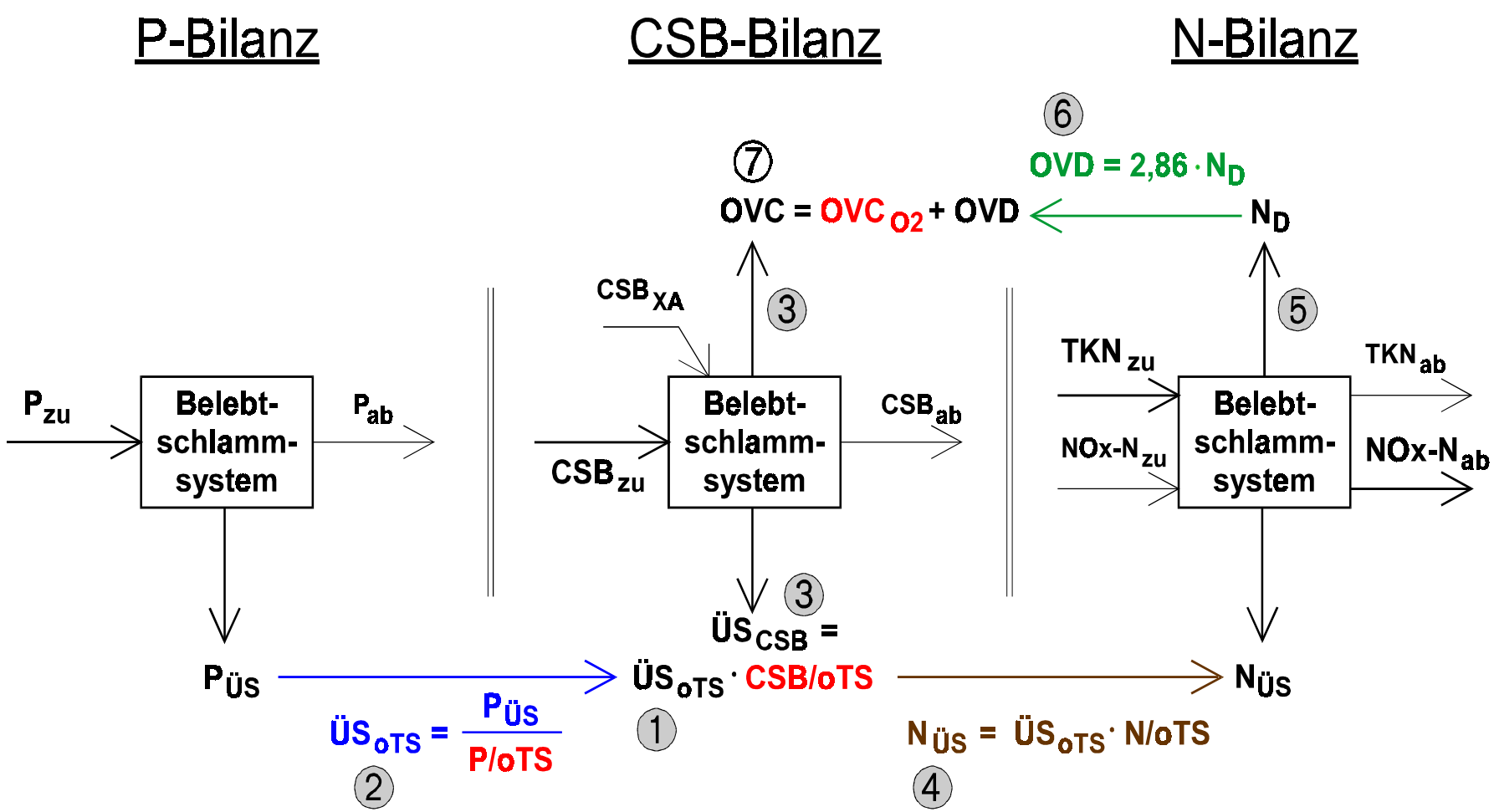


Abbildung 6: Vollständige Bilanzierung eines Belebtschlammsystems

An manchen Belebungsanlagen bestehen im Bereich der Schlammbehandlung weitere Möglichkeiten den ÜS-Anfall zu überprüfen, z.B. über die Menge des Überschußschlamms aus dem Eindicker und den Feststoffgehalt des eingedickten Überschußschlamms. Da im Eindicker aufgrund der kurzen Aufenthaltszeit keine wesentliche Veränderung (Verminderung) der oTS-Fracht im Überschußschlamm vonstatten geht, sollte die so ermittelte ÜS-Fracht aus dem Eindicker ($ÜS_{oTS(ED)}$) im wesentlichen mit der aus dem Belebungsbecken ($ÜS_{oTS(BB)}$) übereinstimmen.

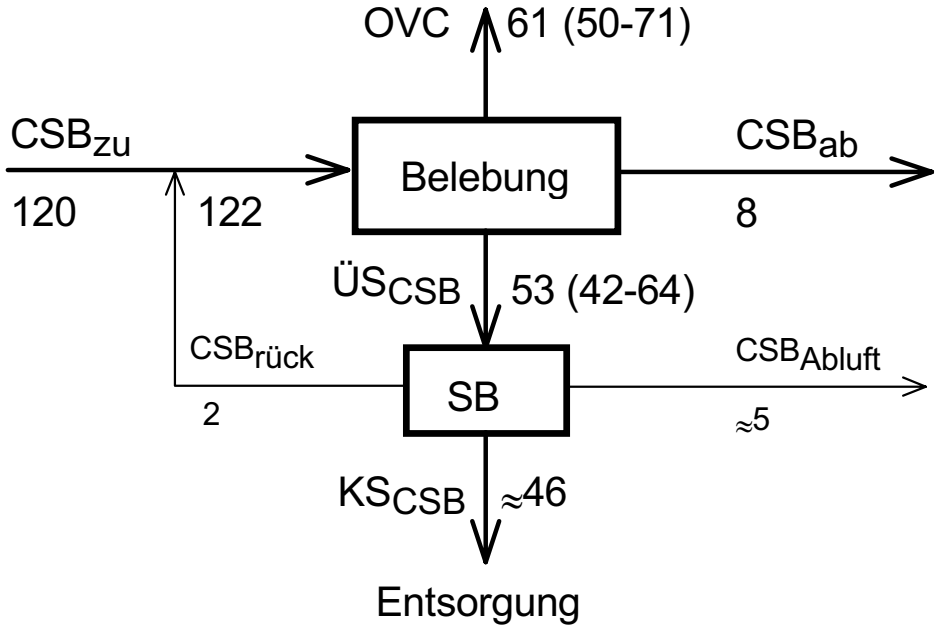
Im weiteren kann aus der CSB-Bilanz der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) in kg O_2/d, der definitionsgemäß dem abgebauten CSB (**C**hemischer **S**auerstoff-**B**edarf) entspricht (Pkt. ③ in Abb. 6) ermittelt werden. Dabei ist vorerst der ÜS-Anfall $ÜS_{oTS}$ mit dem CSB/oTS-Verhältnis des Belebtschlamms in $ÜS_{CSB}$, in kg CSB/d, umzurechnen. Der Parameter CSB_{XA} in Abb. 6 entspricht dem CSB, der über das Wachstum der autotrophen, nitrifizierenden Biomasse durch Zellsynthese von CO_2 in das System eingetragen wird.

Ist der Stickstoffgehalt des Überschußschlamms (Belebtschlamms) bekannt, so kann daraus die Stickstofffracht im Überschußschlamm ($N_{ÜS}$) ermittelt werden (Pkt. ④ in Abb. 6). Im weiteren kann mittels einer Stickstoffbilanz die denitrifizierte N-Fracht (N_D) errechnet (Pkt. ⑤) und daraus die "Nitratatmung" OVD in kg O_2/d abgeschätzt werden (Pkt. ⑥).

Aus dem Verhältnis der Frachten OVD zu OVC kann nochmals die Plausibilität der Bilanzierung überprüft werden (Pkt. ⑦). Es kann davon ausgegangen werden, da die "Nitratatmung" OVD als Fracht (in kg O_2/d) bei ausreichend großem Denitrifikationsvolumen bzw. genügend langen anoxischen Phasen rund 40 % der Fracht an Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung (OVC) beträgt.

3.2 Bilanzierung von Belebtschlammsystemen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung"

Umfangreiche Bilanzierungen in der dargestellten Art wurden von Franz (1997) für die Kläranlage Mödling vorgenommen. In den folgenden Abbildungen sind CSB-Bilanz (Abb. 7) und Stickstoffbilanz (Abb. 8) für das Jahr 1993, jeweils einschließlich Schlammbehandlung, dargestellt.



alle Werte in g/(EW·d)

CSB_{zu} .....CSB-Fracht im Zulauf der Belebungsanlage

CSB_{ab}.....CSB-Fracht im Ablauf der Belebungsanlage

OVC.....Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffatmung

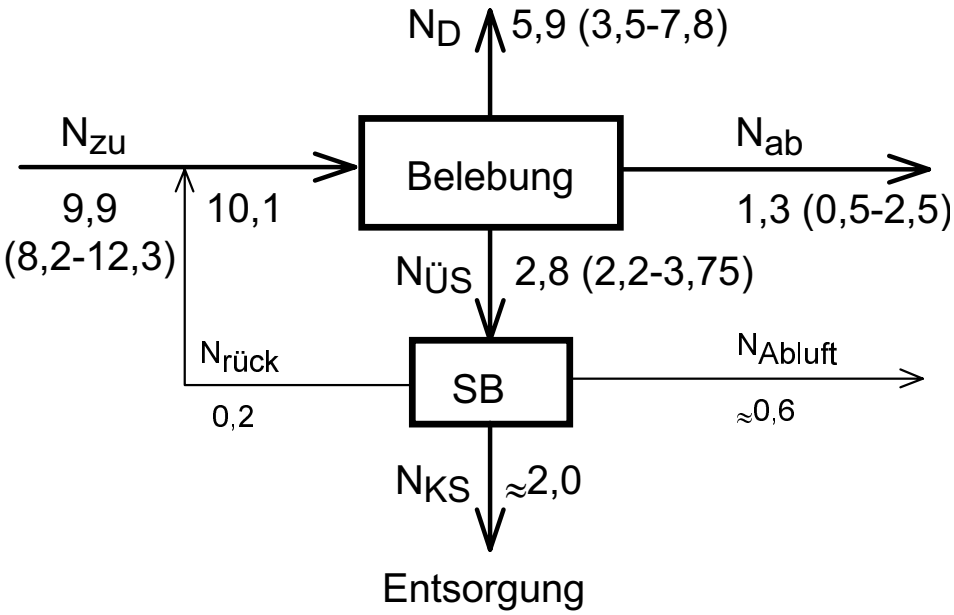
$ÜS_{CSB}$.....CSB-Fracht im Überschußschlamm

KS_{CSB}.....CSB-Fracht im zu entsorgenden Klärschlamm

$CSB_{rück}$.....CSB-Rückflüsse aus der Schlammbehandlung

CSB_{Abluft}...CSB-Verluste in der Schlammbehandlung

Abbildung 7: CSB-Bilanz der Kläranlage Mödling für das Jahr 1993 (nach Franz, 1997)



alle Werte in g/(EW·d)

N_{zu} ..... Stickstofffracht im Zulauf

N_{ab} ..... Stickstofffracht im Ablauf

N_{KS} ..... Stickstofffracht im zu entsorgenden Klärschlamm

N_D ..... zu denitrifizierende Stickstofffracht

$N_{ÜS}$ ..... Stickstofffracht im Überschußschlamm

N_{KS} ..... Stickstofffracht im Klärschlamm

$N_{rück}$..... Stickstoff-Rückflüsse aus der Schlammbehandlung

N_{Abluft}..... Stickstoff-Verluste in der Schlammbehandlung

Abbildung 8: Stickstoffbilanz der Kläranlage Mödling für das Jahr 1993 (nach Franz, 1997)

Die Schlammbehandlung der Kläranlage Mödling besteht aus maschineller Überschußschlammeindickung (MÜSE), mehrtägiger Lagerung im Stapelbehälter und anschließender Entwässerung mittels Kammerfilterpresse, wobei nur zeitweise Kalk als Konditionierungsmittel verwendet wird. Da der Überschußschlamm bei weitem nicht ausstabilisiert ist, kommt es im Bereich Schlammbehandlung zu nennenswerten "Verlusten" über die Abluft, und zwar sowohl beim CSB als auch beim Stickstoff. Letztere sind zum Teil auf das Ausgasen von Ammoniak durch die pH-Verschiebung bei der Entwässerung mittels Kalk zurückzuführen. Vermutlich tritt aber auch während der Lagerung im

Stapelbehälter in geringem Umfang Nitrifikation und Denitrifikation auf. Der Stickstoffrücklauf aus der Schlammbehandlung ist im Vergleich zu Anlagen mit getrennter, vollständiger Schlammstabilisierung (wie z.B. Schlammfaulung; siehe dazu: Nowak, 1995 a) nahezu vernachlässigbar gering.

Für die ARA Wallersee-Nord konnte die Bilanzierung nur vereinfacht für das Belebtschlammsystem selbst und nur für den Zeitraum Jänner bis März 1997 vorgenommen werden, da nur aus dieser Zeit Phosphor- und Stickstoffanalysen des Belebtschlammes vorlagen. Die CSB-Bilanz für diesen Zeitraum ist in Abbildung 9 dargestellt, die N-Bilanz in Abbildung 10. Im Gegensatz zur CSB-Bilanz für die Kläranlage Mödling wurde hier der durch die Zellsynthese der nitrifizierenden Biomasse in das System eingetragene CSB (CSB_{XA}) berücksichtigt.

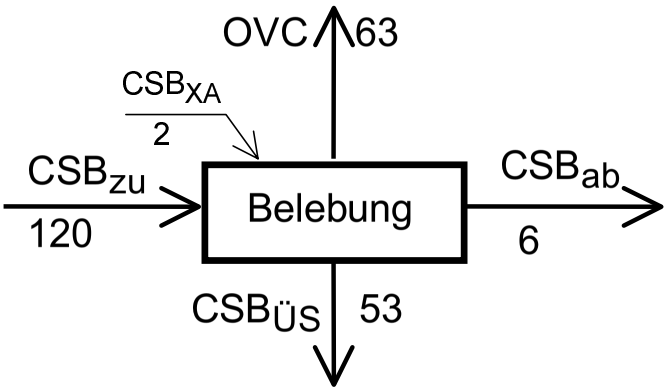


Abbildung 9: CSB-Bilanz für das Belebtschlammsystem ("Belebung") der ARA Wallersee-Nord für den Zeitraum Jänner bis März 1997 (alle Werte in g CSB/(EW·d))

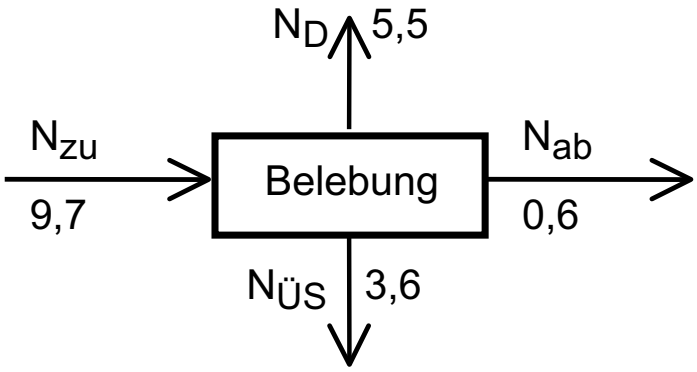


Abbildung 10: Stickstoffbilanz für das Belebtschlammsystem ("Belebung") der ARA Wallersee-Nord für den Zeitraum Jänner bis März 1997 (alle Werte in g N/(EW·d))

Aus den Stickstoffbilanzen von beiden Anlagen wird ersichtlich, daß bei dieser Verfahrensweise ("gleichzeitige aerobe Stabilisierung") viel Stickstoff mit dem nicht stabilisierten Überschußschlamm aus dem Belebtschlammsystem ausgetragen wird. Die Stickstofffracht im Überschußschlamm betrug an der ARA Wallersee-Nord im Winter 1997 3,6 g/(EW·d), an der Kläranlage Mödling im Jahresmittel 2,8 g/(EW·d), in einzelnen Bilanzzeiträumen bis zu 3,75 g/(EW·d). Zudem sind die Stickstoffrückflüsse aus der Schlammbehandlung ohne weitergehende Stabilisierung gering (Abb. 8). Somit ist bei diesem Anlagentyp um rund 1 g N/(EW·d) bzw. rund 10 % der Stickstoffzulauffracht weniger zu denitrifizieren als bei Anlagen mit weitgehender Schlammstabilisierung, bei welchen ca. 1,5 g N/(EW·d) mit dem Klärschlamm, einschließlich der Stickstoffverluste im Bereich der Schlammbehandlung, ausgetragen werden (Nowak *et al.*, 1998).

An den Kläranlagen Mödling und Wallersee-Nord liegen die Stickstoffzulauffrachten etwas unter 10 g N/(EW·d) gegenüber 11 g/(EW·d) in "typischem häuslichem" Abwasser. Davon wurden an der Kläranlage Mödling im Jahresmittel 1993 knapp 6 g N/(EW·d), an der ARA Wallersee-Nord im Zeitraum Jänner bis März 1997 ca. 5,5 g/(EW·d) denitrifiziert, wobei an letzterer mit einer mittleren Konzentration in der Summe von NH_4-N und NO_3-N von unter 2 mg/l das Maximum an Stickstoffentfernung erreicht war.

Die spezifische Fracht an Kohlenstoffatmung (OVC) lag bei beiden Anlagen bei rund 60 g O_2/(EW·d). Unter Pkt. 3.1 wurde erwähnt, daß davon rund 40 % für

die Nitratatmung (OVD) zur Verfügung stehen. Dieser Wert basiert auf der Annahme, daß etwas mehr als die Hälfte (etwa 55 %) des Volumens anoxisch betrieben werden und das Verhältnis der Raten OVD/OVC rund 0,7 beträgt (siehe dazu: Matsché, 1980). Somit ergibt sich eine spezifische Nitratatmung von 24 g O_2/(EW·d), womit theoretisch 8,4 g N/(EW·d) (= 24/2,86) denitrifiziert werden könnten. Genau der selbe Wert ergibt sich übrigens auch aus der Angabe im ATV-Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) von 0,14 g N/g BSB_5, unter der Annahme von 60 g BSB_5/(EW·d). Wie bei der Überschußschlammproduktion sind auch die Angaben hinsichtlich der Denitrifikation im derzeit gültigen Arbeitsblatt A 131 durchaus realistisch und es kann nur davon abgeraten werden, bei der Bemessung mit höheren Werten für die Denitrifikationskapazität zu rechnen.

Ein Vergleich dieses einwohnerspezifischen Wertes für die Denitrifikationskapazität von 8,4 g N/(EW·d) mit den Stickstoffbilanzen der Kläranlagen Mödling und Wallersee-Nord zeigt, daß selbst bei einer Stickstofffracht von 11 g N/(EW·d) im Zulauf ausreichend Denitrifikationskapazität für eine weitestgehende Stickstoffentfernung zur Verfügung steht. Diese zu bewerkstelligen, ist danach vornehmlich eine Frage einer geeigneten Regelungsstrategie und eines umsichtigen Betriebs der Anlage. Dafür ist aus meiner Sicht bei kleineren Anlagen (< ca. 10.000 bis 20.000 EW) am besten die intermittierende Nitrifikation/Denitrifikation, ggf. mit Pausenzeit-Regelung, geeignet. Eine aufwendige Verfahrensweise und Gestaltung des Belebungsbeckens mit kleinem Vorbecken, zusätzlicher Leitungsführung, etc. erscheint bei kleineren Anlagen darüber hinaus nicht erforderlich. Lediglich wenn aufgrund der Abwasserzusammensetzung Blähschlammgefahr besteht, sollten entsprechende Selektorkaskaden vorgesehen werden (Kroiß *et al.*, 1997; Prendl, 1998).

4 Möglichkeiten der Abhilfe bei unzureichender Schlammstabilisierung

4.1 Vorbemerkungen

Eine unzureichende Stabilisierung stellt nur dann ein Problem dar, wenn Geruchsbelästigungen bei der weiteren Klärschlammentsorgung bzw. -verwertung auftreten. Falls unmittelbar in der Region eine landwirtschaftliche Schlammverwertung erfolgen kann, gibt es vielfach keine Beanstandungen wegen Geruchsproblemen.

Aus der Sicht des Umweltschutzes wie der Landwirtschaft ist das Verfahren s-konzept mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung", d.h. im Grunde nur mit Teilstabilisierung, optimal, und zwar mit folgenden Argumenten:

- Je mehr Stickstoff mit dem Schlamm aus der Kläranlage abgeführt wird, desto weniger gelangt in die Gewässer. Selbst bei sorgfältigem Betrieb und geeignetem Regelungskonzept, wird sich der Stickstoffentfernungsgrad nach vollständiger (getrennter) Stabilisierung in gewissem Ausmaß vermindern.
- Bei weitestgehender Stickstoffentfernung, d.h. einem Überschuß an Denitrifikationskapazität, treten in Teilen des Belebungsbeckens anaerobe Zonen auf, womit sich eine vermehrte biologische Phosphoraufnahme ("simultanes Bio-P") einstellen kann, wie dies zum Beispiel an der Kläranlage Eisenstadt vor mehr als 10 Jahren nachgewiesen werden konnte (Ludwig *et al.*, 1985) und wie dies an der ARA Wallersee-Nord der Fall sein dürfte (Nikolavcic *et al.*, 1998). Dadurch wird der Fällmitteleinsatz vermindert, was einerseits eine Einsparung an Ressourcen bedeutet und zum anderen den Eintrag von Schwermetallen in die Landwirtschaft vermindert.
- Bei weitergehender Stabilisierung erhöht sich der Sauerstoffverbrauch, somit letztlich der Energieverbrauch, für den Abbau der im Schlamm gebundenen Kohlenstoff- ebenso wie Stickstoffverbindungen, selbst wenn es zu keiner Erhöhung der Stickstoffablaufwerte kommen sollte, da auch Nitrifikation mit anschließender Denitrifikation Sauerstoffverbrauch hervorruft. Gleichzeitig gelangt Stickstoff, der bei landwirtschaftlicher Schlammverwertung genutzt werden könnte, in die Atmosphäre oder ins Gewässer.

Es wird nicht wirtschaftlich sein, Anlagen mit gleichzeitiger Stabilisierung und Stickstoffentfernung auf ein "erforderliches" Schlammalter jenseits von 50 Tagen auszulegen (siehe Pkt. 2.3). Es ist auch ungewiß, ob durch ein "verstärktes Belüften" des Belebungsbeckens eine wesentliche Verbesserung der gleichzeitigen aeroben Stabilisierung erreicht werden kann. Ein verstärkter aerober Betrieb des Belebungsbeckens führt, neben einem verminderten Stickstoffrückhalt im Belebtschlamm, auch rasch zu einer deutlichen Reduzierung des anoxischen Anteils am Belebungsbeckenvolumen (Verhältnis V_D/V) und folglich zum Verlust von Denitrifikationskapazität. Insgesamt erscheint ein solcher Betrieb nicht steuer- bzw. regelbar und ist folglich nicht zu empfehlen.

Somit bestehen die Möglichkeiten einer weitergehenden Stabilisierung nur außerhalb des Belebungsbeckens mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung".

4.2 Getrennte biologische Stabilisierung

Eine getrennte Stabilisierung hat gegenüber einer weitergehenden gleichzeitigen Stabilisierung in jedem Fall den Vorteil, daß die Denitrifikationskapazität der Belebung nicht durch vergrößerte aerobe Zonen geschmälert wird.

Bei einer Nachsimulation mit dem "Activated Sludge Model No.1" (Henze *et al.*, 1987) des mit Schlamm von der ARA Wallersee-Nord durchgeführten Stabilisierungsversuchs (Abb. 5) wurde mit den selben kinetischen (und stöchiometrischen) Parametern, mit denen die Anlage als solche gut beschrieben werden konnte, auch für den Stabilisierungsversuch gute Übereinstimmung erzielt. Dies bedeutet, daß der Schlamm im rein aeroben Milieu im Stabilisierungsversuch keine wesentlich anderen Eigenschaften hinsichtlich des Abbaus der organischen Substanz aufweist als in der Großanlage unter aerob-anoxischen Bedingungen. Auch wurden an dieser Anlage gleichzeitig Stabilisierungsversuche bei 8 und 18 °C durchgeführt, wobei die prinzipielle Gültigkeit eines Temperaturfaktors von 1,072/°C (siehe Gl. 1) für den oTS-Abbau gezeigt werden konnte. Danach hätte sich auch bei getrennter Stabilisierung bei einer Temperatur von 8 °C ein "erforderliches Gesamtschlammalter" (aus Schlammalter in der Belebung und zusätzlicher

Stabilisierungszeit) von etwa 70 Tagen ergeben, um eine einigermaßen zufriedenstellende Stabilisierung (spezifische oTS-Fracht von ca. 30 g/(EW·d)) zu erreichen. Auch konnte mit Hilfe der Simulation gezeigt werden, daß hinsichtlich des Stabilisierungseffekts das Schlammalter in der Belebung gegenüber dem bei der getrennten Stabilisierung nur mit einem Faktor 0,8 angesetzt werden kann. Ausgehend von einem Schlammalter von 25 Tagen in der Belebung bei 8 °C wäre somit für die getrennte aerobe Stabilisierung bei dieser Temperatur eine Schlammaufenthaltszeit von rund 50 Tagen erforderlich. Wenn man bedenkt, daß für den Emscherbrunnen (anaerobe Stabilisierung) eine Faulzeit von 90 Tagen gefordert ist (Kroiss, 1994), zeigt sich, daß sich die aeroben und anaeroben Stabilisierungszeiten im Grunde nicht wesentlich voneinander unterscheiden.

Eine Schlammaufenthaltszeit (Stabilisierungszeit) von 50 Tagen bei der getrennten aeroben Stabilisierung ist wirtschaftlich nur nach einer gewissen Voreindickung möglich. Dafür stehen heute Aggregate zur maschinellen Überschußschlammeindickung zur Verfügung, wobei davor gewarnt werden muß, mit dem dabei erreichbaren Feststoffgehalt in eine konventionelle, getrennte aerobe Stabilisierung zu gehen, da die biogene Erwärmung, verbunden mit Schaumproblemen, kaum beherrschbar wäre. Verfahrenstechnisch scheint jedoch ein Konzept möglich, bei dem durch eine gezielte Mischung von nicht eingedicktem Überschußschlamm und Schlamm aus der maschinellen Voreindickung ein bestimmter Feststoffgehalt erzielt werden kann, bei dem es noch zu einer gewissen Erwärmung kommt, wodurch allzu tiefe Temperaturen bei der getrennten Stabilisierung vermieden werden könnten. Dazu liegen allerdings meines Wissens keine Betriebserfahrungen vor. In jedem Fall wäre eine getrennte aerobe Stabilisierung unterhalb des thermophilen Bereiches hinsichtlich der Stickstoffentfernung von Vorteil, weil bei diesem Verfahren, im Gegensatz zu ATS und Schlammfaulung, Nitrifikation stattfindet und folglich mit gewissen anoxischen Phasen der bei der Stabilisierung rückgelöste Stickstoff durch Denitrifikation direkt aus dem Schlammwasser entfernt werden kann.

Bei größeren Anlagen sollte m.E. auch eine mesophile Schlammfaulung ins Auge gefaßt werden, wobei mit rund 15 bis 20 g abbaubarer oTS/(EW·d), wie bei den Kläranlagen Mödling und Wallersee-Nord, mit einem Faulgasanfall von mindestens 11 l/(EW·d) gerechnet werden kann.

In jedem Fall kann auch eine aerob-thermophile Stabilisierung (ATS) angeordnet werden, die allerdings gegenüber einer konventionellen, getrennten aeroben Stabilisierung den Nachteil aufweist, daß es dabei zu keiner Stickstoffentfernung über Nitrifikation/Denitrifikation kommen kann, und gegenüber einer beheizten Schlammfaulung, daß Energie eingesetzt werden muß und nicht gewonnen wird.

In jedem Fall ist bei typischem häuslichen Abwasser (11 g N/(EW·d) im Zulauf) mit einer Belebungsanlage ohne Vorklärung und ausreichend großem Belebungsbeckenvolumen auch bei "vollständiger" Stabilisierung (1,5 g N/(EW·d) im zu entsorgenden Klärschlamm) eine sehr weitgehende Stickstoffentfernung von rechnerisch 90 % möglich (Abb. 11). Zur Abschätzung der denitrifizierten Stickstofffracht (N_D in Abbildung 11) wurde gemäß ATV-Arbeitsblatt A 131 von einer Denitrifikationskapazität von 0,14 g N/g BSB_5 ausgegangen, woraus sich ein Wert für N_D von 8,4 g N/(EW·d) (= 60 · 0,14) ergibt.

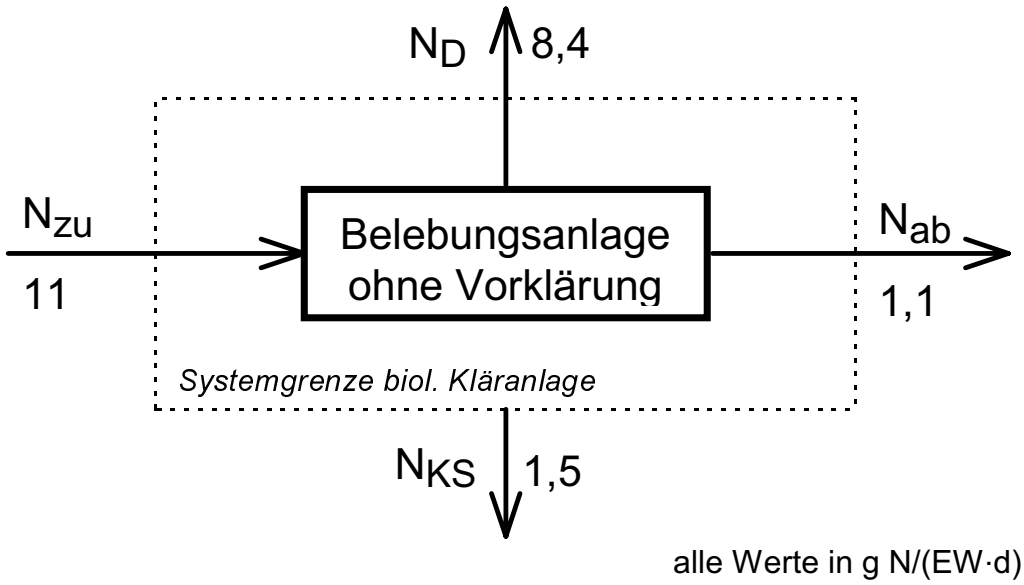


Abbildung 11: Stickstoffbilanz einer Belebungsanlage ohne Vorklärung (mit ausreichendem Belebungsbeckenvolumen) und mit vollständiger Stabilisierung

4.3 Kalkkonditionierung bei Entwässerung mittels Kammerfilterpresse

Bei einer Schlammentwässerung mittels Kammerfilterpresse kann bei Kalkkonditionierung durch die pH-Verschiebung in gewissem Umfang eine chemische Stabilisierung des nicht ausstabilisierten Überschußschlamms erreicht werden. Dies ist derzeit in Österreich an vielen Belebungsanlagen mit sogenannter "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" die übliche Praxis. Diese Kalkkonditionierung hat allerdings keinen wirklich nachhaltigen Effekt. Falls die biologische Aktivität des Schlammes noch sehr hoch ist, kann der hohe pH-Wert von den Mikroorganismen überwunden werden. Im weiteren kommt es durch die Versäuerung (CO_2-Produktion) zu einem raschen pH-Abfall in den neutralen Bereich, somit zur vollen Aktivität der Säurebakterien und folglich zu Geruchsbelästigungen.

Ferner hat sich gezeigt, daß ein Kalkeinmischung **nach** der Schlammentwässerung, z.B. nach einer Siebbandpresse, mittels Pflugscharmischer oder Dickschlammpumpe keinerlei nachhaltige chemische Stabilisierung bewirkt.

4.4 Kompostierung

Die eleganteste Möglichkeit einer Nachstabilisierung von Schlamm aus Anlagen mit "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" ist zweifellos die Kompostierung des entwässerten Schlammes, womit einerseits die Stabilisierung gewährleistet ist, und es andererseits zu keiner Rückbelastung der Kläranlage kommt. Die Kompostierung von Klärschlamm kann nur unter Zugabe von Strukturmaterial (Stroh, Sägespäne etc.) erfolgen und stellt ebenfalls einen aeroben Prozeß dar (Kroiß, 1994). Dabei wird der im nicht ausstabilisierten Klärschlamm enthaltene Stickstoff teilweise von den Mikroorganismen beim Abbau des Strukturmaterials verwertet, größtenteils geht der Stickstoff jedoch durch Nitrifikation und Denitrifikation "verloren".

5 Zusammenfassung

- Wie die Praxis zeigt, ist bei Belebungsanlagen ohne Vorklärung und mit sogenannter "gleichzeitiger aerober Stabilisierung" eine weitgehende Stabilisierung des Schlammes zumeist nicht gegeben, insbesondere wenn die Anlagen, was sinnvoll ist, auf weitestgehende Stickstoffentfernung optimiert sind.
- Weder die spezifische Überschußschlammproduktion (in g TS/g BSB_5) noch der Glühverlust (in % oTS der Gesamt-TS) sind geeignet, um den Stabilisierungsgrad eines Schlammes zu beschreiben, weil beide Parameter stark von der anorganischen Trockensubstanz geprägt sind, welche einerseits mit dem Zulauf in die Kläranlage gelangt und andererseits in die Belebung zugegeben wird, z.B. als Fällmittel.
- Wesentlich besser charakterisiert werden, kann der Stabilisierungsgrad eines Schlammes mit der spezifischen **organischen** Überschußschlammproduktion (in kg oTS je kg BSB_5 oder je kg CSB) bzw. mit der spezifischen oTS-Fracht (in g oTS/(EW·d)).
- Im ausstabilisierten Klärschlamm beträgt die spezifische oTS-Fracht rund 18 g/(EW·d) bzw. der spezifische Schlammanfall 0,3 g oTS/g BSB_5 bzw. 0,15 g oTS/g CSB auf der Basis von 60 g BSB_5/(EW·d) bzw. 120 g CSB/(EW·d). Bei Werten von ca. ≤ 30 g oTS/(EW·d) kann eine einigermaßen zufriedenstellende Stabilisierung angenommen werden.
- Ein Schlammalter von 25 Tagen nach der derzeit gültigen Fassung des ATV-Arbeitsblattes A 131 (ATV, 1991) ist viel zu gering für eine gleichzeitige aerobe Stabilisierung des Belebtschlamms.
  Es kann abgeschätzt werden, daß das für eine einigermaßen zufriedenstellende Stabilisierung erforderliche Schlammalter bei aerob-anoxischem Betrieb des Belebungsbeckens und Temperaturen von ca. 8 °C in der Größenordnung von 70 Tagen liegt.
- Aus der Sicht eines ganzheitlichen Umweltschutzes ist die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren in Anlagen ohne Vorklärung und ohne weitgehende Stabilisierung aus mehreren Gründen optimal:

- *Weitestgehende Stickstoffentfernung (> 90 %)* bei guter Regelung der Sauerstoffzufuhr und umsichtigem Betrieb
- *Möglichkeit der "simultanen biologischen Phosphorentfernung"*
- *Verminderter Energieverbrauch für die Belüftung*
- *Höheres Nährstoffangebot (oTS und Stickstoff) an die Landwirtschaft* bei der Schlammverwertung

- Wird wegen nennenswerter Geruchsbelästigung durch den nicht ausstabilisierten Schlamm eine weitergehende Stabilisierung erforderlich, so sollte diese in einem getrennten Prozeß auf biologischem Wege erfolgen. Eine sehr vorteilhafte Lösung wäre dazu die
  - *Kompostierung des entwässerten Schlammes*, weil dabei keine Rückflüsse in die Abwasserlinie auftreten.

  Von den konventionellen Verfahren der biologischen Stabilisierung sind der
  - *getrennten aeroben Stabilisierung* wegen der Möglichkeit einer simultanen Stickstoffentfernung sowie der
  - *mesophilen Schlammfaulung* wegen der Möglichkeit des Energiegewinns der Vorzug zu geben gegenüber einer aerob-thermophilen Stabilisierung.

6 Literatur

ATV (1977) Arbeitsblatt A 126: Grundsätze für die Bemessung des biologischen Teils von Kläranlagen nach dem Belebungsverfahren mit gemeinsamer Schlammstabilisierung bei Anschlußwerten zwischen 500 und 10.000 Einwohnergleichwerten. (Überarbeitete Fassung). Abwassertechnische Vereinigung e.V., St.Augustin, Deutschland

ATV (1981) Arbeitsblatt A 131: Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen mit Anschlußwerten über 10.000 Einwohnergleichwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V., St.Augustin, Deutschland.

ATV (1991) Arbeitsblatt A 131: Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnergleichwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V., St.Augustin, Deutschland.

Franz, A. (1997) Ein Beitrag zur Beurteilung der Wechselwirkungen zwischen Kläranlagentechnik, -betrieb und Gewässergüte des Vorfluters, der an der Kläranlage entspringt. *Wiener Mitteilungen - Band 140*

Henze, M., Grady, C.P.L., Gujer, W., Marais, G.v.R., Matsuo, T. (1987) Activated sludge model No.1. Scientific and Technical Report No. 1, IAWPRC, London, England.

Imhoff, K., Imhoff, K.R. (1979) Taschenbuch der Stadtentwässerung. 25. verbesserte Auflage. Oldenbourg Verlag, München, ISBN 3-486-31885-3

Keil, S., Nowak, O. (1992) Kläranlage Wolfgangsee-Ischl. *Wiener Mitteilungen - Band 100*, D 1 - D 40

Kroiß, H. (Hrsg.) (1994) Klärwärtergrundkurs. *Wiener Mitteilungen - Band 114*

Kroiß, H., Fenz, R., Prendl, L. (1997) Verbesserung der Eindick- und Absetzeigenschaften von Belebtschlämmen. *Wiener Mitteilungen - Band 141*, 187 - 217

Ludwig, Ch., Spatzierer, G., Matsché, N. (1985) Praktische Anwendung der biologischen Phosphorentfernung in Kombination mit der Simultanfällung. *gwf-wasser/abwasser 126 (5),* 257 - 263

Matsché, N. (1980) Nitrifikation und Denitrifikation mit dem Belebungsverfahren. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", Wien, 25.2.-29.2.1980, D 1 - D 26

Nikolavcic, B., Zessner, M., Nowak, O. (1998) Maßnahmen zur Phosphorentfernung. *Wiener Mitteilungen - Band 145,* 205 - 259

Nowak, O. (1993) Der Einfluß der Klärschlammbehandlung und -entsorgung auf das Verfahrenskonzept der Kläranlage. *Wiener Mitteilungen - Band 110*, G 1 - G 55

Nowak, O. (1995 a) Nährstoff- und Schwermetallfrachten im Klärschlamm. *Wiener Mitteilungen - Band 125*, J 1 - J 54

Nowak, O. (1995 b) Klärschlamm: Anfall und Zusammensetzung. *Wiener Mitteilungen - Band 126*, 130 - 176

Nowak, O. (1997 a) Ziele, Vorbedingungen und Grenzen der Anwendung der dynamischen Simulation. *Wiener Mitteilungen - Band 137*, 35 - 82

Nowak, O. (1997 b) Parameterabschätzung mit Hilfe der Bilanzierung. Unterlagen zum *ATV-Seminar Computersimulation in der kommunalen Abwasserreinigung, 9.10.1997*, Essen, Deutschland

Nowak, O., Franz A., Svardal, K., Müller, V. (1996) Specific organic and nutrient loads in stabilized sludge from municipal treatment plants. *Wat. Sci. Tech. 33 (12)*, 243 - 250

Nowak, O., Schweighofer, P., Nikolavcic, B. (1998) Aspekte zweistufiger Verfahren und von Biofilmverfahren. *Wiener Mitteilungen - Band 145,* 205 - 259

Prendl, L. (1998) Aspekte der Gestaltung von Belebungsbecken. *Wiener Mitteilungen - Band 145*, 179 - 203

Riegler, G., Eckhardt, H., Karges J. (1982) Mengen und Inhaltsstoffe von kommunalen Klärschlämmen in der Bundesrepublik Deutschland. *Technisch - wissenschaftliche Schriftenreihe der ATV*, *Band 9*

Schweighofer, P. (1994) Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Meßdaten. *Wiener Mitteilungen - Band 116*, G 1 - G 41

Von der Emde, W. (1980 a) Berechnung von Rücklaufschlammverhältnis, Überschußschlammanfall und Schlammalter. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", Wien, 25.2. - 29.2.1980, P 1 - P 9

Von der Emde, W. (1980 b) Berechnung von Sauerstoffverbrauch und Sauerstoffzufuhr sowie Stoffbilanzen. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", Wien, 25.2. - 29.2.1980, Q 1 - Q 18

Dipl.Ing. Dr. Otto Nowak
Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 Wien, Karlsplatz 13/226

Tel.: +43/1/58801 - 3143
Fax: +43/1/504 21 57
E-Mail: onowak@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 293 - 321
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Planung und Gestaltung von Belüftungssystemen

W. Frey

AAB - Abwassertechnische Ausbildung und Beratung, Leobendorf

1 Einleitung

Beim Belebungsverfahren benötigen die Mikroorganismen für ihren Stoffwechsel Sauerstoff, der mit dem Belüftungssystem zugeführt werden muß. Der CSB bzw. BSB_5 - Abbau wird in der Regel durch Schwankungen des gelöst- Sauerstoffgehaltes im Belebungsbecken, sofern er größer als 1,5 mg/l bleibt, nicht verschlechtert. Anders verhält es sich bei der bestehenden Forderung nach weitgehender Stickstoffelimination. Einerseits wird durch Absinken des Sauerstoffgehaltes sehr rasch die Nitrifikation beeinträchtigt und andererseits wird bei Rezirkulation mit hohem Sauerstoffgehalt die Denitrifikation gestört.

Die Bemessung von Belüftungseinrichtungen erfolgt in der Regel nach dem maximalen Sauerstoffbedarf. Entsprechend den Belastungsschwankungen liegt der mittlere Sauerstoffbedarf deutlich niedriger. Bei der Festlegung des erforderlichen Sauerstoffbedarfes (in Abhängigkeit unterschiedlicher Belastungsannahmen) und des erforderlichen Regelbereiches ist sorgfältig vorzugehen. Fehleinschätzungen die hier getroffen wurden sind, auch durch gewissenhafte Auswahl und Gestaltung des Belüftungssystems, selten auszubessern. Eine wirksame Regelstrategie zur möglichst genauen und raschen Anpassung der Sauerstoffzufuhr an den aktuellen Sauerstoffbedarf ist, wegen der anfallenden Energiekosten für die Belüftung und der zu erreichenden Stickstoffentfernung, unumgänglich.

Man unterscheidet im wesentlichen

- **Druckbelüftungssysteme**
  (disperse Phase Luft, kontinuierliche Phase Wasser)
- **Oberflächenbelüftungssysteme**
  (disperse Phase Wasser, kontinuierliche Phase Luft)

2 Aufgabe des Belüftungssystems

Bei fast allen Belüftungssystemen wird der für die Lebenstätigkeit der aeroben Mikroorganismen benötigte Sauerstoff durch atmosphärische Luft in das Wasser eingetragen. Die Belüftungssysteme in Belebungsanlagen sollen folgende Forderungen erfüllen v.d.EMDE (1969;1979):

- **Ausreichende Sauerstoffzufuhr**, um den Sauerstoffbedarf zu decken. Eine den Belastungsverhältnissen entsprechende **Regelbarkeit** der Sauerstoffzufuhr.

- **Intensive Durchmischung** des Abwasser-Schlamm-Gemisches zur gleichmäßigen Verteilung des Sauerstoffes in der Flüssigkeit bei einem angestrebten Sauerstoffgehalt von ca. 2 mg/l.

- **Ausreichende Turbulenz**, um Ablagerungen zu vermeiden und um die Schlammflocken mit den festen und gelösten Stoffen des Abwassers intensiv zu vermischen.

- **Große Betriebssicherheit**, geringe Verstopfungsanfälligkeit der Poren oder Bohrungen bei Druckluftbelüftern. Freihalten der Schaufeln und Leitkanäle der Kreiselbelüfter von Faserstoffen.

- Keine Belästigung durch **Gerüche, Aerosole** und **Lärm**.

- Niedrige **Herstellungskosten** für die Belebungsbecken und das dazugehörige Belüftungssystem. Geringer **Energieaufwand** für Sauerstoffeintrag, Umwälzung und Durchmischung.

- **Beständigkeit** gegen mechanischen und chemischen Angriff. Geringer Wartungsaufwand für Belüfter, Gebläse und Motoren.

Bei den heute häufig vorkommenden niedrigen Anlagenbelastungen sollte auch die Sicherstellung der Mischung überprüft werden. Unter der Annahme, daß eine spezifische Mischleistung von z.B. 5 W/m_{BB}^3 erforderlich ist, um Ablagerungen zu vermeiden, erhält man, bei einer Einblastiefe von 5 m, eine minimale Luftmenge bezogen auf das Belebungsbeckenvolumen von ca. 0,5 $m_N^3/m^3/h$. Weitergehende Ausführungen findet man bei FREY (1993). Dort findet man auch spezielle Anforderungen im Hinblick auf die Nitrifikation und Denitrifikation.

3 Kennzeichnende Parameter eines Belüftungssystemes

Als Nennleistung der Belüftungseinrichtung, in einem Becken vorgegebener Größe, ist die **Sauerstoffzufuhr in Reinwasser** OC [kg O_2/h] (bzw. die volumenbezogene Sauerstoffzufuhr OC_R [kg $O_2/m^3/h$]) bei einem Sauerstoffgehalt von 0 mg O_2/l, einer Temperatur von +20°C und einem Luftdruck von 1013,25 hPa definiert.

Aussagen über die Wirtschaftlichkeit eines Belüftungssystems können durch die Ermittlung des **Sauerstoffertrages** Op [kg/kWh] gemacht werden. Er ist eine Wirtschaftlichkeitskennzahl und gibt an, wieviel Kilogramm Sauerstoff unter Standardbedingungen mit einer Kilo-Watt-Stunde in das Wasser eingetragen werden.

Von den Herstellern von Druckbelüftungssystemen werden gerne folgende Werte angegeben:

spezifische Sauerstoffzufuhr $OC_{L,h}$

$$OC_{L,h} = \frac{OC}{Q_L \bullet h_E} \bullet 1000 \quad [g/m_N^3/m]$$

Sauerstoffausnutzung OA_h

$$OA_h = \frac{OC_{L,h}}{3} \quad [\%/m]$$

Q_L ist der Luftvolumenstrom und h_E ist die Einblastiefe. Die Sauerstoffausnutzung erhält man mit dem Wissen, daß ein Normkubikmeter Luft 300gO_2 enthält.

Grundlegende Zusammenhänge findet man bei KAYSER (1967). Details können der ÖNORM M5888 oder dem ATV Merkblatt 209 entnommen werden.

4 Auslegung von Belüftungssystemen

4.1 Ermittlung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr

In der abwassertechnischen Berechnung wird der maximale und möglichst auch der minimale stündliche Sauerstoffverbrauch für das Becken oder die gesamte Anlage ermittelt. Der Sauerstoffbedarf bei der aeroben Abwasserreinigung ergibt sich aus dem Abbau der Kohlenstoffverbindungen und der Oxidation der Stickstoffverbindungen. Die Basis für die Berechnung des Sauerstoffverbrauches sind die Untersuchungen an hochbelasteten Belebungsanlagen von v.d.EMDE (1957). Das gebräuchlichste Regelwerk zur Berechnung des erforderlichen Sauerstoffbedarfes ist das ATV Arbeitsblatt 131. Es ist an dieser Stelle wichtig darauf hinzuweisen, daß im A 131 der Rechengang vorgegeben wird, der planende Ingenieur aber die **Festlegungen für die Bemessungsparameter und Bemessungslastfälle** zu treffen hat. Das Thema Bemessungsgrundlagen wurde bereits von KROISS (1990) ausführlich behandelt.

Nach Wahl des Belüftungssystems muß der Grenzflächenfaktor α (früher α-Wert) geschätzt werden. Nach DIN 19 569 Teil 3 hat *„ .... der Ausschreibende die Beckengeometrie, den Sauerstoffbedarf (kg/h) unter größten, mittleren und kleinsten Belastungsbedingungen sowie den α-Wert (s.u.a. Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band 4 von 1985, Seite 319) entsprechend dem Abwasser und den Belüftungssystemen vorzugeben*." Nach den Erfahrungen des Verfassers kann für **Druckbelüftungssysteme**, in kommunalem Abwasser unter den heute üblichen Belastungsverhältnissen, ein Grenzflächenfaktor von 0,6 - 0,7 angesetzt werden. Für **Oberflächenbelüftungssysteme** wird üblicherweise ein α-Wert von 0,9 – 0,95 angesetzt.

Dividiert man den aus der abwassertechnischen Berechnung (z.B. nach ATV-A 131) ermittelten maximalen Sauerstoffbedarf $OV_{(C+N)}$ in [kg/h] durch den Grenzflächenfaktor α erhält man die **Sauerstoffzufuhr in Reinwasser OC**, zunächst noch bezogen auf die Verhältnisse des Kläranlagenstandortes. Dieser Reinwasserwert sollte von den Bedingungen auf der Kläranlage auf Standardbedingungen (1013 hPa; 20°C) umgerechnet werden. Die Umrechnung kann mit folgender Gleichung erfolgen:

$$OC\ [kg/h] = \frac{OV_{(C+N)}}{\alpha} \bullet \frac{C_{S,Betrieb}}{C_{S,Betrieb} - C_X} \bullet 1{,}204^{(20-T)} \bullet \frac{C_{SS,(20)}}{C_{SS,(T)}} \bullet \frac{1013}{p}$$

Darin ist

α [-]..... Grenzflächenfaktor

β [-]..... Salzfaktor

$C_{SS,(20)}$ [mg/l]..... Standard-Sauerstoffsättigungswert bei 20°C und 1013 hPa

$C_{SS,(T)}$ [mg/l]..... Standard-Sauerstoffsättigungswert bei Bemessungstemperatur T

C_X [mg/l]..... Sauerstoffgehalt im Betriebszustand

$C_{S,Betrieb}$ [mg/l] ... korrigierter Sauerstoffsättigungswert

$$C_{S,Betrieb} = C_{SS,(T)} \bullet \beta \bullet (1 + \frac{ET}{20{,}7}) \bullet \frac{p}{1013}$$

T [°C]..... Bemessungstemperatur für den Sauerstoffverbrauch

p [hPa] ..... Luftdruck in Abhängigkeit der Höhenlage der Anlage

Häufig wird auf die Umrechnung auf Standardbedingungen vereinfacht, weil die anderen Unsicherheiten der Berechnung um vieles größer sind als die Umrechnungsfaktoren zufolge eines anderen Luftdruckes und einer anderen Temperatur.

Bei intermittierender Belüftung ist die Sauerstoffzufuhr entsprechend dem Verhältnis der Laufzeit in Stunden pro Tag t_B [h] zu erhöhen:

$$OC_{(intermittierend)} = OC \bullet \frac{24}{t_B}$$

4.2 Bemessung von Druckbelüftungssystemen

Ziel der Auslegung des Belüftungssystems ist es den **erforderlichen Luftvolumenstrom** und die **Anzahl der Gaszerteiler** (Belüfter) zu ermitteln. Im folgenden wird der Bemessungsgang für eine gegebene Beckengeometrie und gegebene Sauerstoffzufuhr erläutert.

Man nimmt zunächst eine Belegungsdichte (und damit eine Belüfteranzahl) und eine Luftbeaufschlagung an. Für diese Werte entnimmt aus den Leistungskennlinien, des Herstellers des Belüftungssystems, die zugehörige spezifische Sauerstoffzufuhr bzw. die Sauerstoffausnutzung. Dividiert man nun

die geforderte Sauerstoffzufuhr OC [kg/h] durch die spezifische Sauerstoffzufuhr [g/m_N^3 bzw. kg/m_N^3] erhält man den Luftvolumenstrom Q_L [m_N^3/h].

Mit der angenommen Belüfteranzahl und dem berechneten Luftvolumenstrom wird nun die Luftbeaufschlagung nachgerechnet. Nach dem ersten Rechengang wird hier selten eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Annahme und Nachrechnung gegeben sein. Es ist nun die Rechnung mit korrigierter Luftbeaufschlagung und gegebenfalls geänderter Belegungsdichte solange zu wiederholen, bis die Annahme der Luftbeaufschlagung der Nachrechnung entspricht.

Mit dem so ermittelten Luftvolumenstrom sind die Gebläse auszulegen. Dabei ist auf die Regelbarkeit und Redundanz des Gesamtsystems zu achten. Weiter Hinweise findet man im ATV-H 265 und ATV-M 268. Bei der Gebläseauswahl sind die Eigenschaften der Arbeitsmaschinen zu berücksichtigen. Eingesetzt werden:

- Drehkolbenverdichter (zwei- und dreiflügelig), maximale Druckdifferenz 1 bar, Volumenströme bis ca. 20.000m³/h
- Schraubenverdichter, maximale Druckdifferenz 3,5 bar, Volumenströme bis ca. 30.000m³/h
- Turboverdichter (einstufig), maximale Druckdifferenz 1,5 bar, Volumenströme bis ca. 100.000m³/h

5 Druckbelüftungssysteme

Der Sauerstoffeintrag erfolgt durch im Wasser aufsteigende Luftblasen (Luft besteht aus ca. 21% O_2 und ca. 79% N_2). Die Sauerstoffzufuhr ist abhängig von:

- Größe der Luftblasen
- Luftvolumenstrom
- Einblastiefe
- Strömungsverhältnissen
- Abwasserinhaltstoffen

Es ist günstig, Blasen mit einem Durchmesser von 2 - 5 mm zu erzeugen, da diese noch eine gute Bewegung der Blasenoberfläche bei gleichzeitig hoher spezifischer Oberfläche haben. Zerteilt man 1m³ Luft in Blasen mit einem Durchmesser von 3 mm erhält man eine Phasengrenzfläche von 2000 m² , bei ∅=6 mm nur mehr 1000 m². Wenn die Blasen bei ihrer Entstehung kleiner als 3 mm sind spricht man von **feinblasiger Druckbelüftung**.

Bei den in der Abwassertechnik üblichen Wassertiefen (4-8 m) und Luftmengen steigt die Sauerstoffzufuhr (OC in kgO_2/h) in etwa proportional zur **Luftmenge** und zur **Einblastiefe**.

Die feinblasige Belüftung wird besonders durch grenzflächenaktive Stoffe (Tenside aus Waschmitteln) beeinflußt WAGNER (1991).

Entscheidend für die Wirtschaftlichkeit einer Belüftungseinrichtung ist die sich einstellende **Strömung** im Becken. Es muß jedenfalls verhindert werden, daß sich Wasserwalzen ausbilden und somit die Aufenthaltszeit der Luftblasen im Wasser verkürzen. Der Einbau der Gaszerteiler an der Beckensohle erfolgt heute praktisch ausschließlich **flächendeckend**. Wie Abbildung 1 zeigt, verdient nicht jede als „flächig“ bezeichnete Belüfteranordnung diese Bezeichnung. Innerhalb der belüfteten Bereiche ist auf ein **quadratisches Rastermaß** zu achten, so daß die Ausbildung von Strömungswalzen unterbunden wird. Damit werden große, intensive Strömungsspiralen vermieden, so daß die Aufwärtsströmung des Wasser gering bleibt, woraus ein hoher Sauerstoffertrag resultiert (Abbildung 2).

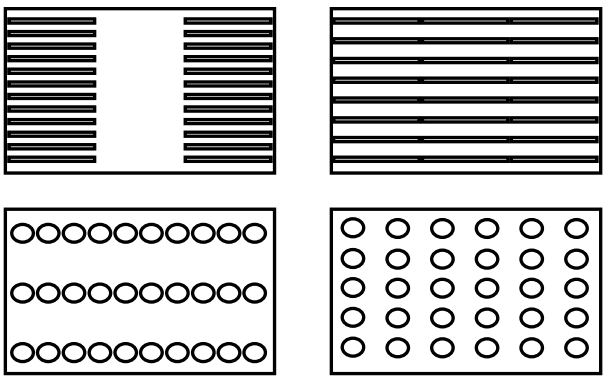


Abbildung 1:
Belüfteranordnung an der Beckensohle

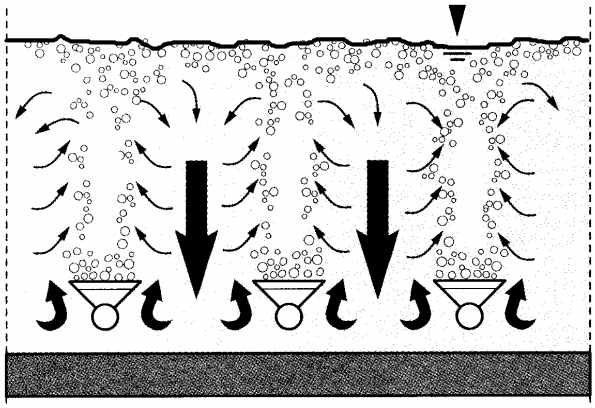


Abbildung 2: Stömungsausbildung

Für die **Belüfterelemente** werden unterschiedliche Materialien und Bauformen eingesetzt.

5.1 Materialien

Feinblasige Belüftungselemente können in drei Kategorien bezüglich des Materials eingeteilt werden:

- Elemente aus **poröser Plastik**: Die eingesetzten Elemente aus starrporöser Plastik werden hauptsächlich aus Hochdruckpolyethylen (HDPE) oder Styrolacrylnitril (SAN) hergestellt.

- Elemente aus **keramischen Material** Ausgangsmaterialien für Elemente aus Keramik sind Aluminiumoxide, Aluminiumsilikate und Silikate. Die aus diesen Materialien geformten Elemente werden bei Temperaturen über 1000°C gebrannt. Der Porendurchmesser hängt von der Größe des Ausgangsmaterials ab und beträgt üblicherweise 40 bis 140 µm.

- Elemente mit **perforierter Membran** kamen Ende der 70er Jahre auf den Markt. Zum einen wurden Elemente aus Polyvinylclorid (PVC) entwickelt, zum anderen Elemente aus Elastomeren (z. B. EPDM). Den Elementen aus Polyvinylchlorid werden Weichmacher zugegeben, damit sich ein weiches, elastisches Material ergibt. Je nach Herstellungsprozeß werden die flexiblen Membranen gelocht bzw. geschlitzt. Werden die Belüftungselemente mit Luft beaufschlagt, dehnen sich die Öffnungen der Löcher oder Schlitze aus, wobei sich die größten Öffnungen (und damit die größten Blasen) bei höchstem Luftvolumenstrom ergeben. Nach Abstellen der Gebläse schließen sich die Öffnungen, so daß kein belebter Schlamm in die Elemente eindringen kann. Damit ist ein intermittierender Betrieb (z.B. für Nitrifikation/Denitrifikation) möglich.

5.2 Bauformen

Im wesentlichen werden drei Formen von feinblasigen Belüftungselementen eingesetzt. In Abhängigkeit der Form und Größe der Belüftungselemente ist die Abgasungsfläche, d.h. die Fläche, von der sich Luftblasen ablösen, stark unterschiedlich.

- **Rohr-Belüfter** haben Längen von 0,5 - 1m. Der Rohrdurchmesser schwankt von ∅ 60 - 80mm. Als Abgasungsfläche wird der gesamte Umfang angesetzt, da moderne Rohrbelüftungselemente unabhängig vom Material allseitig abgasen. Die Abgasungsfläche üblicher Rohrbelüftungselemente beträgt etwa 0,2 m^2/m_{Rohr}. In Abhängigkeit des Materials der Belüfterrohre ergibt sich ein Unterschied im Aufbau der Elemente. Keramische oder Elemente aus starrporösem Plastikmaterial bestehen aus dem eigentlichen Belüfterelement, einer inneren Zugstange mit Endkappe, Dichtungen und Anschlußgewinde. Elemente mit perforierter flexibler Membran werden aus einem Stützrohr (PVC oder Polypropylen) mit großen Luftverteilungsöffnungen gefertigt, über welche die Membran gezogen wird.

- **Teller-Belüfter** haben Durchmesser zwischen ∅ 150 - 500 mm. Die Abgasungsfläche beträgt dann von 0,02 bis 0,2 m². Ähnlich wie bei den Rohrbelüftern besteht das Belüfterelement aus einer starr porösen Scheibe oder aus einer Stützscheibe mit großen Luftquerschnitten über die die gelochte bzw. geschlitzte Membran gezogen wird. Es gibt hier Membranplatten mit Wulst die von einer Überwurfmutter gehalten werden, Membranplatten die über den Rand der Stützscheibe gezogen werden und mit einem Metalring fixiert, oder ebenfalls mit einer Überwurfmutter geklemmt werden, usw..

- **Platten-Belüfter** sind Belüftungselemente aus gelochtem Folienmaterial, die auf eine große Faserzement-, Metall- oder glasfaserverstärkte Kunststoffplatte gespannt werden (bekannt als Plattenbelüfter aus Folienmaterial) Die Abmessungen reichen von 100 – 1000 mm Breite und 500-5000 mm Länge.

5.3 Gesichtspunkte der Planung

Die Anordnung der Belüfter an der Beckensohle sollte flächig erfolgen. Es empfiehlt sich, die **Belüfterfelder in mehrere Abschnitte aufzuteilen**, so daß im Fall eines defekten Belüfters nur ein kleiner Teil des Feldes abgestellt werden muß. Moderne Belüftungselemente verfügen über konstruktiv vorgegebene „Notlaufeigenschaften“ die im Fall einer kaputten Membran die Luftmenge begrenzen.

Die Einbaugeometrie der Belüfter sollte möglichst knapp über der Beckensohle erfolgen und auch noch eine „Bewegungsfreiheit“ für Reinigungsarnbeiten bieten. Alle Befestigungsteile müssen **korrosionsbeständig** sein. Die Montagekonstruktion muß festigkeitsmäßig den erwarteten Kräften (z.B. Umlaufströmung) gewachsen sein. Speziell möchte ich hier auf die Befestigung von Entwässerungsleitungen und die notwendigen **Stützabstände** hinweisen. Diese Leitungen haben vergleichsweise kleine Nennweiten und werden durch die Strömung zu **Schwingungen** angeregt. Bricht eine Entwässerungsleitung unter dem Wasserspiegel so muß für die Reparatur das Becken außer Betrieb genommen werden.

Die Sauerstoffzufuhr feinblasiger Druckbelüftungssysteme ist von der **Belegungsdichte** der **Einblastiefe** und **Luftbeaufschlagung** abhängig.

Die **Belegungsdichte** von feinblasigen Belüftungselementen wird heute vorrangig als Verhältnis der perforierten, gelochten oder geschlitzten Gesamtfläche aller Belüftungselemente zur Belebungsbeckengrundfläche [%] definiert. Mit dieser Definition wird die unterschiedlich große Abgasungsfläche von Belüftungselementen berücksichtigt.

Neben der oben angeführten Definition wird die **Belegungsdichte** vielfach als Gesamtzahl der Elemente im Belebungsbecken, bezogen auf die Beckengrundfläche, definiert. Übliche Belegungsdichten bei flächendeckenden Belüftungssystemen liegen zwischen 1 bis 5 Elementen pro Quadratmeter Beckengrundfläche. Bei der Wahl geringer Belegungsdichten ist auf die Vermeidung von Schlammablagerungen zu achten.

Beide Definitionen der Belegungsdichte sind unproblematisch, wenn die gesamte Beckensohle mit Belüftern ausgelegt ist. Speziell bei **Umlaufbecken**

mit einzelnen Belüfterfeldern sind die Definitionen so abzuändern, daß nur die Grundfläche der Belüfterfelder als Bezugsgröße verwendet wird.

Systembedingt ist mit Rohr und Plattenbelüftern eine größere Belegungsdichte erreichbar als mit Tellerbelüftern. Übliche **Belegungsdichten** liegen für Tellerbelüfter unter 10% bei Platten- und Rohrbelüftern bei etwa 20% und darüber.

Alle Bauformen können bei **Einblastiefen** von 4-8 m eingesetzt werden. Nach Untersuchungen von FREY (1996) sind speziell bei Plattenbelüfter mit Folienbespannung auch bei Wassertiefen von 3-4 m noch günstige Stofftauschverhältnisse zu erwarten. Aus dieser Untersuchung ist auch ersichtlich, daß die größten Sauerstoffertragswerte für alle Systeme bei Wassertiefen von 4-6 m zu erwarten sind. Bei einer Erhöhung der Wassertiefe auf 6-10 m kann die Sauerstoffzufuhr noch gesteigert werden, aber der Sauerstoffertrag zeigt sinkende Tendenz.

Die **Luftbeaufschlagung** ist jener Luftvolumenstrom der pro Flächeneinheit und Zeit durch die Gaszerteileroberfläche durchtritt. Die Luftbeaufschlagung der Belüftungselemente wird in Abhängigkeit von deren Form unterschiedlich angegeben.

- Der Luftvolumenstrom wird bei **Rohrbelüftern** auf die Länge des Rohres in Metern bezogen. Üblicherweise beträgt die Luftbeaufschlagung zwischen 4 bis 10 [m_N^3/m/h].

- Der Luftvolumenstrom wird bei **Tellerbelüftern** auf das Element bezogen. Die Luftbeaufschlagung beträgt üblicherweise zwischen 1 bis 10 [m_N^3/Element/h].

- Der Luftvolumenstrom wird bei **Plattenbelüftern** auf die abgasende Fläche bezogen. Die Luftbeaufschlagung beträgt üblicherweise bei den breiten Platten 2 bis 20 [$m_N^3/m^2/h$] und bei den schmalen Streifen (hier wird anderes Folienmaterial eingesetzt) 20-150 [$m_N^3/m^2/h$].

Rechnet man die angegebenen Luftbeaufschlagungen auf die gleiche Basis, nämlich m² abgasende Fläche um erkennt man, daß Tellerbelüfter in der Regel bei größeren Luftbeaufschlagungen betrieben werden als Platten- und

Rohrbelüfter. Wie Auswertungen FREY (1996) gezeigt haben, ist mit Tellerbelüftern, bei nicht zu großer volumenbezogener Sauerstoffzufuhr, trotz der höheren Luftbeaufschlagung die gleiche Wirtschaftlichkeit wie mit Platten und Rohrbelüftern erreichbar. Bei sehr großen OC_R – Werten haben Rohrbelüfter, durch die theoretisch mögliche Belegungsdichte von mehr als 100%, Vorteile.

Die Wahl der **Belegungsdichte** und der **Luftbeaufschlagung** beeinflußt maßgeblich die Wirtschaftlichkeit (laufende Betriebskosten) und die Anschaffungskosten der Belüftungseinrichtung. Weiterführende Informationen findet man bei FREY (1996). Als grobe Näherung gilt

- je größer die Belegungsdichte bzw. kleiner die Luftbeaufschlagung ist, desto **teurer aber auch wirtschaftlicher** im Betrieb wird das Belüftungssystem (d.h. größeres OP)

- je kleiner die Belegungsdichte bzw. größer die Luftbeaufschlagung ist, desto **billiger** (weil weniger Gaszerteiler) **aber auch unwirtschaftlicher** im Betrieb wird das Belüftungssystem (d.h. kleineres OP)

5.4 Leistungskennwerte von feinblasigen Druckbelüftungssystemen in flächiger Anordnung

Es gibt in der Literatur einige zusammenfassende Darstellungen der Leistungsfähigkeit von Belüftungssystemen z.B.: PÖPEL u. WAGNER (1989); FREY (1996); ATV (1997).

Die Leistungskennwerte unterliegen wie schon angesprochen einer ausgeprägten Abhängigkeit von der Einbaugeometrie (Einblastiefe, Belegungsdichte!) und der Luftbeaufschlagung der Belüfter.

Allgemein gelten folgende Aussagen, die für die Planung und beim Betrieb von Druckluftbelüftungssystemen wichtig sind. Die genannten **Zahlenwerte** beziehen sich auf **Reinwasser**.

Die **volumenbezogene Sauerstoffzufuhr OC_R** von Elementen steigt linear mit größer werdendem Luftvolumenstrom an. Mit größerer Einblastiefe ergeben sich bei gleichem Luftvolumenstrom höhere Werte. Dementsprechend wird der

Abluftvolumenstrom bei tiefen Belebungsbecken im Vergleich zu flachen Becken niedriger, was für eine eventuelle Abluftbehandlung von großer Bedeutung ist.

Die **spezifische Sauerstoffzufuhr $OC_{L,h}$**, ist für die Bemessung von Belüftungssystemen maßgebend. Insgesamt ist festzustellen, daß für alle Belüftungselemente (Teller, Rohre, Platten, etc.) gilt, $\mathbf{OC_{L,h}}$

- nimmt mit steigender Einblastiefe ab,
- steigt mit zunehmender Belegungsdichte und
- sinkt mit zunehmender Luftbeaufschlagung.

Für mittlere Verhältnisse erhält man bei Einblastiefen von 4-6m beispielsweise eine spezifische Sauerstoffzufuhr $\mathbf{OC_{L,h}}$ von 20 $g/m_N^3/m$.

In den Abbildungen 3 und 4 sind die Verhältnisse für einen Tellerbelüfter dargestellt. Man erkennt, daß die Abhängigkeit von der Belegungsdichte stärker ist als die der Einblastiefe. Bei größerer Einblastiefe sinkt zwar der Sauerstoffgehalt in der aufsteigenden Luftblase, aber gleichzeitig steigt auch der Sauerstoffsättigungswert (durch den Wasserdruck), so daß in Summe nur eine kleine Veränderung der spezifischen Sauerstoffzufuhr eintritt. Weiterführende Betrachtungen findet man in PÖPEL u. WAGNER (1994) und FREY(1996).

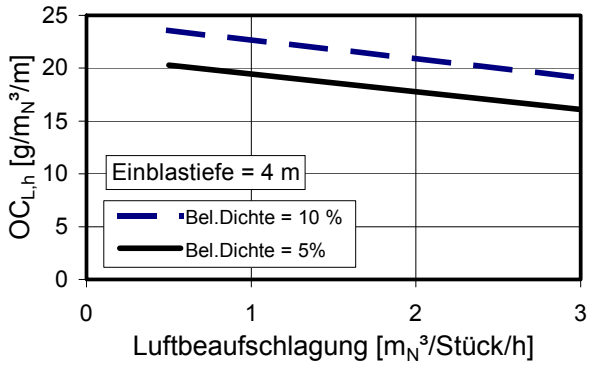


Abbildung 3: spezifische Sauerstoffzufuhr $OC_{L,h}$ in Abhängigkeit der Belegungsdichte

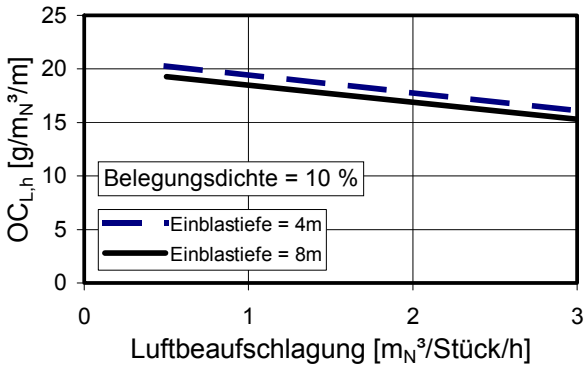


Abbildung 4: spezifische Sauerstoffzufuhr $OC_{L,h}$ in Abhängigkeit der Einblastiefe

Man erkennt auch, daß bei unterschiedlichen Festlegungen für die Luftbeaufschlagung, die Belegungsdichte und die Einblastiefe die gleiche spezifische Sauerstoffzufuhr erreicht werden kann.

Der **Sauerstoffertrag OP** wird maßgeblich von der Größe und Art des Gebläses mitbestimmt WESPHAL (1995). Unter mittleren Verhältnissen sind Sauerstoffertragswerte (Reinwasser!) von 3 - 4 kg/kWh erzielbar. Unter optimalen Bedingungen können, speziell bei Plattenbelüftern mit Folien, auch größere Werte erreicht werden.

Bei Betrieb des Belüftungssystemes in belebtem Schlamm kommt es, vorrangig durch grenzflächenaktive Stoffe, zu einer Veränderung der Sauerstoffzufuhr. Bei sonst gleichen Bedingungen ist die Sauerstoffzufuhr in belebtem Schlamm kleiner als in Reinwasser. Der **Grenzflächenfaktor (α-Wert)** kann aus korrespondierenden Meßwerten eines Reinwasserversuches und einer Messung in belebtem Schlamm (unter gleichen Randbedingungen z.B. Luftmenge, Wassertiefe, etc.) berechnet werden:

$$\alpha = \frac{\text{OC in belebtem Schlamm}}{\text{OC in Reinwasser}}$$

Bei der Druckluftbelüftung sind mittlere α-Werte von 0,4 bis 0,7 in Abhängigkeit vom Gehalt des Abwassers an oberflächenaktiven Stoffen (Tenside, lipophile Stoffe) zu erwarten WAGNER (1991). Mit fortschreitender Abwasserreinigung wird der α-Wert größer. So werden am Einlauf des Belebungsbeckens kleinere α-Werte (α = 0,4); am Ablauf größere (α = 0,8) festgestellt. Bei hohen Salzgehalten (Chloriden) steigt der α-Wert wegen der verringerten Blasenkoaleszenz ZLOKARNIK (1980). Dies ist aber für die kommunale Abwasserreinigung ohne Bedeutung.

Nach den Erfahrungen des Verfassers kann für **Druckbelüftungssysteme**, in kommunalem Abwasser unter den heute üblichen Belastungsverhältnissen, ein Grenzflächenfaktor von 0,6 - 0,7 angesetzt werden.

5.5 Betriebserfahrungen

Das Kernproblem der feinblasigen Belüftung mit porösem Material ist die Verstopfungsgefahr. Bei Membranen stellt sich zusätzlich die Frage der Alterung.

Die Verstopfung der feinen Poren kann folgende Ursachen haben:

- Wasserseitig durch spezielle Abwasserbeschaffenheit (Ausfällungen, Fette, Öle), durch Aufwuchs von Mikroorganismen oder durch Eindringen von belebtem Schlamm beim Abschalten der Gebläse (auch bei Stromausfall).

- Luftseitig durch Verunreinigungen der angesaugten Luft (Staub, Ruß, Blütenpollen), durch Korrosionen der Luftleitungen.

Bei den Membranbelüftern steht die Frage der Haltbarkeit des Materials im Vordergrund. Folgende Beobachtungen liegen vor:

- Ballonartiges Aufweiten von Membranschläuchen, meist verursacht durch Mineralöle und ähnliche das Material schädigende Stoffe im Abwasser.

- Schrumpfen und Verspröden von Membranschläuchen durch Entweichen der Weichmacher.

- Zerstörung der Membranen durch Verstopfen mit Fällungsprodukten und dadurch zu hoher Luftbeaufschlagung. Durch periodisches Abstellen der Luft sollen die Ausfällungen wieder abgesprengt werden. Die bisherigen Erfahrungen mit dieser Methode sind erfolgversprechend.

- Luftseitige Verstopfungen der Löcher in den Membranen sind wegen der im Vergleich zu den Porengängen von Filterkerzen wesentlich größeren Öffnungen weniger problematisch. Auch kann belebter Schlamm nicht von außen eindringen, weil die Löcher sich bei ausgeschalteter Belüftung schließen.

Ursprünglich wurde den Membranen in kommunalem Abwasser ohne höhere Anteile von gewerblichen Abwässern eine kalkulatorische Lebensdauer von 5 Jahren zugemessen. Bei einigen Anlagen in Österreich und Deutschland sind Membranbelüfter nunmehr seit 10 Jahren im Betrieb und voll funktionstüchtig.

5.6 Einbaugeometrie Belüfter – Rührwerke

Bei den heute häufig vorkommenden niedrigen Anlagenbelastungen sollte die Sicherstellung der Mischung überprüft werden. Unter der Annahme, daß eine spezifische Mischleistung von z.B. 5 W/m_{BB}^3 erforderlich ist um Ablagerungen zu vermeiden, erhält man bei einer Einblastiefe von 5 m eine minimale Luftmenge, bezogen auf das Belebungsbeckenvolumen, von ca. 0,5 $m_N^3/m^3/h$. Weitergehende Ausführungen findet man bei FREY (1993).

In letzter Zeit werden häufig Umlaufbecken mit Druckbelüftungssystemen ausgerüstet. Diese Konfiguration erfordert den Einsatz von Rührwerken. Beim Einsatz von Rührwerken sind drei Parameter zu beachten

- die **Position im Becken**: Förderung aus der Umlenkung heraus, Minimalabstände zu Umfassungswänden und zur Wasseroberfläche

- die **Lage relativ zu den Belüfterfeldern**: Kein Ansaugen von Luftblasen-Wassergemisch

- die **installierte Leistung:** Die zu installierende Rührwerksleistung wurde in der Vergangenheit häufig nach dem Faustwert (5 W/m^3) bemessen. Mit den heute zur Verfügung stehenden mathematischen Werkzeugen und Berechnungsmodellen ist eine feinere Abschätzung der erforderlichen Rührwerksleistung manchmal möglich RISSLER (1993). Wie Erfahrungen aus Deutschland und Österreich zeigen, können bei strömungstechnisch günstiger Gestaltung auch mit 2-4 W/m^3 Ablagerungen vermieden und der Belebtschlamm in Schwebe gehalten werden. Eigenen Erfahrungen haben gezeigt, daß in einem „gefalteten“ Umlaufbecken bei geringer Rührwerksleistung von 2 W/m^3 und quer angeströmten Plattenbelüftern (Breite ca. 150 mm) keine Umlaufströmung zu erreichen war.

Die Hersteller geben Empfehlungen zur Positionierung der Rührwerke im Becken und zu den Belüfterfeldern an. Üblicherweise sollten folgende **Regeln** beachtet werden: Mit W wird die Gerinnebreite und mit T die Gerinnetiefe bezeichnet.

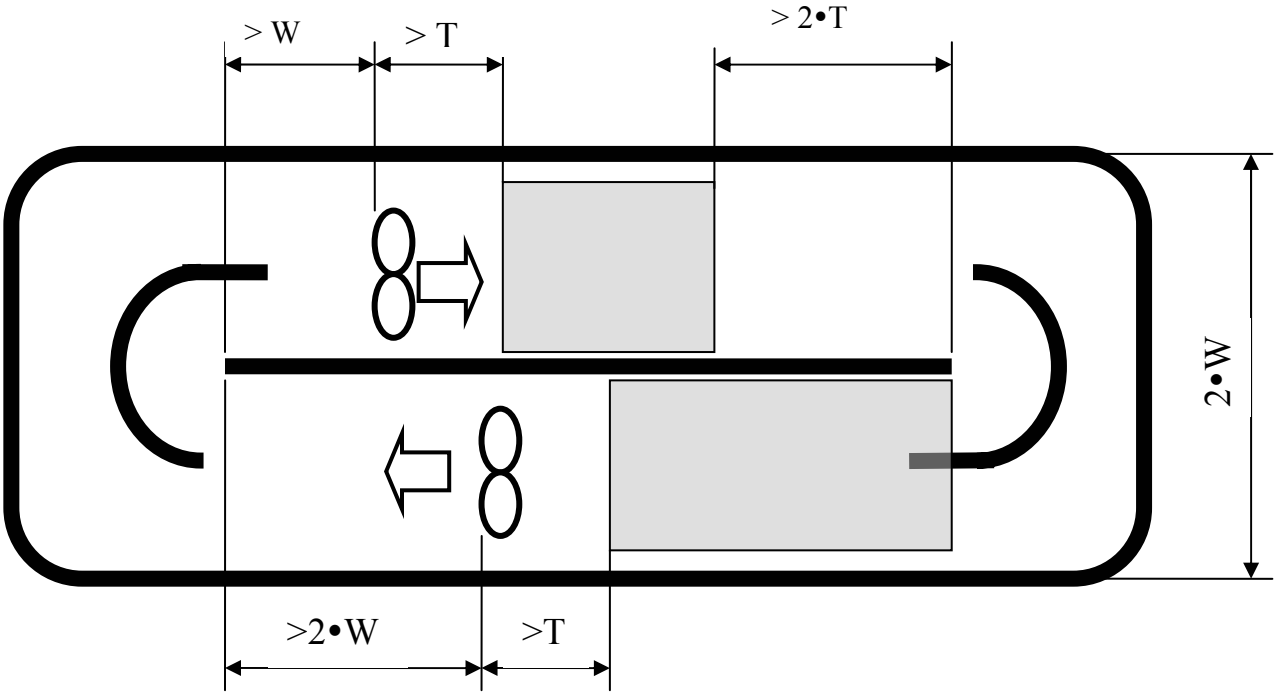


Abbildung 5: Anordnung von Belüfterfeldern und Rührwerken in Umlaufbecken

Den Projektierungsunterlagen sind auch Hinweise zu Mindestentfernungen zur Wasseroberfläche (>0,5-0,7m), dem Boden und den Gerinnewänden (>0,3m) zu entnehmen.

Erfahrungen zeigen, daß beim Abweichen von diesen Positionen, durch die dadurch verursachten größeren **Strömungsverluste**, im ungünstigsten Fall keine Umlaufströmung mehr erzielt werden kann. Es besteht in der Regel ein Zusammenhang zwischen dem Luftvolumenstrom und der erzielbaren Umlaufgeschwindigkeit.

Beobachtungen aus Deutschland gehen davon aus, daß es erforderlich ist freie Wege zu schaffen in denen das Wasser durch das Belüfterfeld strömen kann, z.B. durch Abrücken der Belüfterregister von den Umfassungswänden.

Hier sind die Ausrüsterfirmen aufgerufen die Entwicklung, von Einbau- und Bemessungsrichtlinien für das Zusammenwirken von Rührwerken und Belüftungssystemen, voranzutreiben.

5.7 Einfluß der Strömung in Umlaufbecken auf die Sauerstoffzufuhr

Bei **Umlaufbecken** wurde beobachtet, daß mit steigender Umwälzleistung bei gleicher Luftmenge die Belüftungskoeffizienten überproportional ansteigen. Dem gegenüber gibt es Bemessungsvorschriften von Herstellern feinblasiger Druckbelüftungssysteme die einen Abminderungsfaktor für die Sauerstoffzufuhr, beim Einsatz in Umlaufbecken mit überlagerter Strömung vorsehen.

Der Grund für diese widersprüchlichen Aussagen liegt in der gegenseitigen Beeinflussung von Strömung und Stofftauschvorgängen. Da sich die Strömung in jedem Becken entsprechend der jeweiligen Beckengeometrie, Einbaulage und Leistung der Rührwerke, sowie der Anordnung der Belüfterfelder individuell einstellt gibt es derzeit keine allgemein gültige Aussage, wie sich die Sauerstoffzufuhr verändert.

Abbildung 6 zeigt eine mögliche Ausbildung des Strömungsprofiles. Dreidimensionale Messungen des Strömungsprofiles in Zweiphasengemischen sind schwierig, man ist daher auf Beobachtungen an der Wasseroberfläche angewiesen. Die Abbildung entspricht den vorliegenden Beobachtungen, daß eine Umkehrung der Strömungsrichtung auftritt.

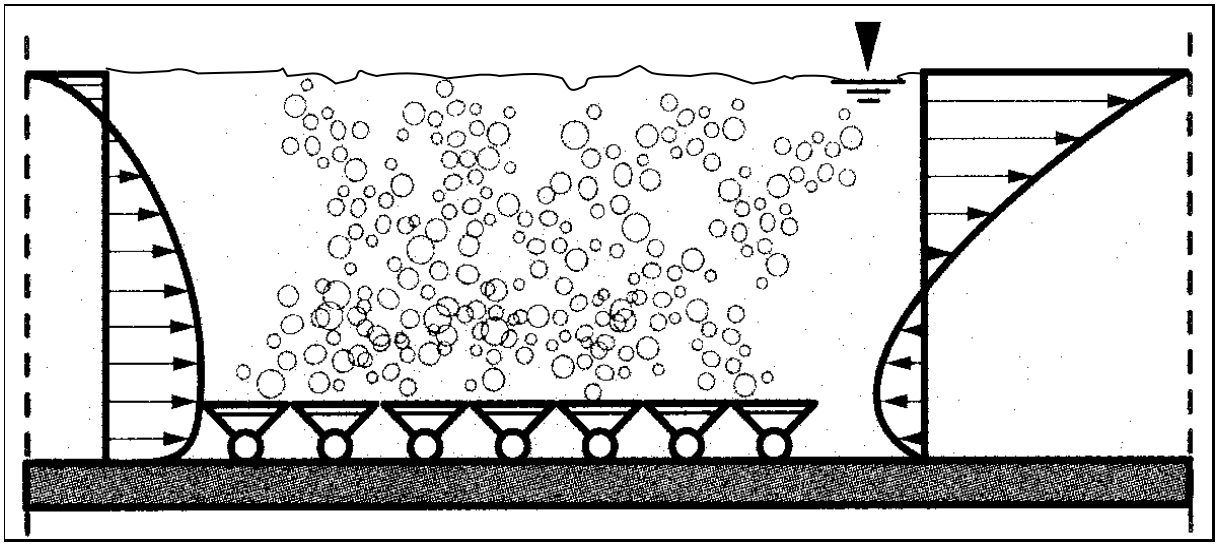


Abbildung 6: Geschwindigkeitsverteilung über den Fließquerschnitt

Die Abbildung 7 gibt die Situation an den Umlenkungen wieder. Wie eigene Beobachtungen bestätigen kommt es auch bei den Rührwerken und bei den Belüfterfeldern zu Rückströmungen und Verwirbelungen.

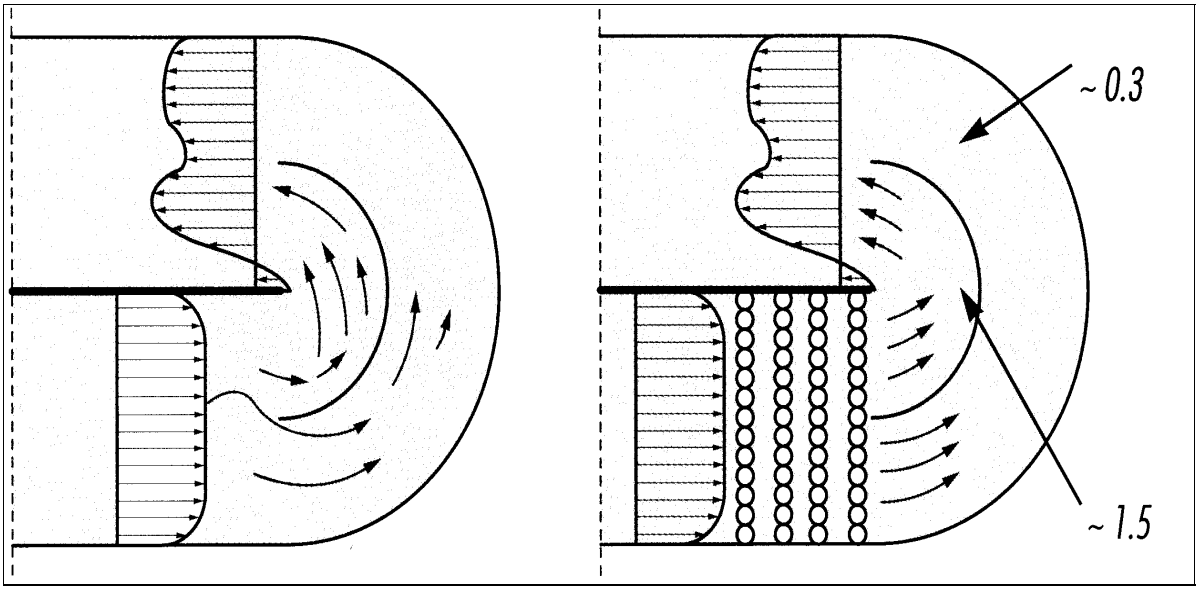


Abbildung 7: Strömungsausbildung an der Umlenkung (die Zahlen sind die Verlustbeiwerte)

Eigene Erfahrungen bei Messungen der Sauerstoffzufuhr in Umlaufbecken haben Erhöhungen der Sauerstoffzufuhr von bis zu 30% bei gleichbleibendem Sauerstoffertrag (unter Berücksichtigung der Rührwerksleistung) ergeben.

Zu diesem Thema wurden Untersuchungen in Schweden und Finnland angestellt (RISSLER, HAHN 1995). Darin wird die Hypothese aufgestellt, daß zufolge der überlagerten horizontalen Strömung die Aufenthaltszeit der aufsteigenden Blasen, durch eine **echte Reduktion der Aufstiegsgeschwindigkeit**, verlängert wird. Untersuchungen in Frankreich von DA SILVA-DERONZIER at.al. (1994) zeigen ein ähnliches Bild. Hier wurden bei überlagerten horizontalen Strömungsgeschwindigkeiten von etwa 0,1 bis 0,5 m/s eine Erhöhung des Sauerstoffeintrages von 20 - 40 % festgestellt. Untersuchungen von Van der GRAAF (1979) ergaben bei überlagerter horizontaler Strömung eine Steigerung von etwa 50% im Vergleich zum Betrieb ohne Umwälzung.

Nach Ansicht des Verfassers treten durch die Strömung Scherkräfte an der Luftaustrittsstelle auf, die zu einer größeren Ablösefrequenz der Blasen führen wodurch kleinere Blasen entstehen und der Stofftausch positiv beeinflußt wird.

Zusammenfassend ist festzuhalten, daß hier eine Grauzone existiert und Forschungsbedarf besteht!

6 Oberflächenbelüftungssysteme

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.

Bei Inbetriebnahme eines Oberflächenbelüftungssystemes ist zu testen ob der Betrieb mit **maximalem Betriebswasserspiegel** (entsprechende Wehrstellung und maximaler Abwasserdurchsatz) möglich ist. Häufig kommt es zu einer **Überlastung** der Antriebsmaschinen und somit zu einer Abschaltung des Gerätes.

Sollen auf einer Abwasserreinigungsanlage Oberflächenbelüfter eingesetzt werden, so ist die **Geometrie der Belebungsbecken eingeschränkt**.

Ein beherrschbares aber dennoch nicht zu unterschätzendes Problem ist das **Aufschaukeln von Wellen** durch Oberflächenbelüfter. Dadurch kommt es zu extremen Beanspruchungen von Getriebe und Antriebsmotor. Die günstigste Anordnung von Leitwänden bzw. Bremskreuzen kann oft erst nach einem Versuch festgelegt werden.

Die auftretenden Lärm-, Geruch- und Aerosol-Emissionen lassen sich durch Verbreiterung der Betonbrücken, Schalldämmung der Antriebe und durch **Aerosolsperren** weitgehend vermeiden.

Ein weiteres Problem ist die **Eisbildung** im Winter. Einerseits können Unwuchten und damit erhöhte Lagerbeanspruchungen auftreten und andererseits können Eisbrocken direkte Beschädigungen des Belüfters verursachen.

Die Anpassung der Sauerstoffzufuhr an den Sauerstoffbedarf erfolgt durch:

- Verändern der **Anzahl** der in Betrieb befindlichen Maschinen

- Veränderung der **Drehzahl**: Bei polumschaltbarer Ausführung ist auf das Drehzahlverhältnis zu achten. Von Kreiselbelüftern weiß man, daß bei einer Reduktion der Drehzahl auf die Hälfte nur mehr ein Achtel des Sauerstoffes eingetragen wird. Als zweckmäßig hat sich eine **Drehzahlabstufung** von 3:4 erwiesen.

- Veränderung der **Eintauchtiefe**: Die gezielte Veränderung des Betriebswasserspiegels durch die Ablaufwehrklappe wird wegen der Stöße auf die Nachklärung nicht mehr angewendet.

6.1 Walzenbelüfter

Zu den Walzenbelüftern zählen die Bürstenbelüfter, Stabwalzen und **Mammutrotoren**, bei denen auf einer horizontalen Achse befestigte Bürsten, Kunststoff 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. Diese laufen mit Umfangsgeschwindigkeiten von 3-4 m/s.

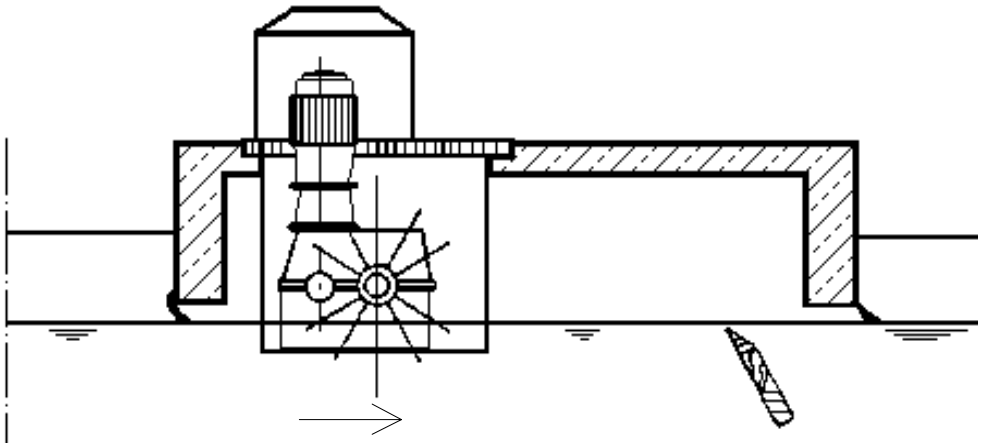


Abbildung 8: Mammutrotor

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 Sauerstoffzufuhreigenschaften bei der Stabwalzenbelüftung sind nur in geringem Maß von der Abwasserzusammensetzung abhängig. Für **Oberflächenbelüftungs-systeme** wird üblicherweise ein α-Wert von 0,9 – 0,95 angesetzt.

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. Um Materialversagen durch die dynamische Beanspruchung des Rotors zu vermeiden, ist es wichtig der Qualität und Maßhaltigkeit des Wellenrohres große Aufmerksamkeit zu widmen. Walzenbelüfter werden heute in erster Linie in Umlaufbecken eingesetzt. Die Beckenbreite richtet sich nach den üblichen Rotorlängen, die zwischen 3 und 9 Metern liegen. Die optimale Beckentiefe beträgt ca. 2,5 Meter. In Deutschland laufen großtechnische Untersuchungen mit wesentlich größeren Wassertiefen.

Um die Sauerstoffzufuhr zu gewährleisten und gleichzeitig eine gute Durchmischung zu erreichen, müssen **Leit- und ggf. auch Bremswände** vorgesehen werden. Diese lenken das vom Mammutrotor abströmende, mit Blasen angereicherte Belebtschlamm-Wassergemisch in die Tiefe um.

Um die Strömung am Beckenende um 180° umzulenken, sind exzentrisch angeordnete senkrechte Leitwände vorzusehen. Die Umfassungswände in diesem Bereich sind jedenfalls 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).

Bei Betrieb mehrerer Walzen hintereinander und vorhandenen Leitwänden kann man (in Reinwasser) für Überschlagsrechnungen von einer maximalen Sauerstoffzufuhr von 7 kg/m_{Rotor} und einem Sauerstoffertrag von 1,8 kg/kWh ausgehen.

6.2 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.

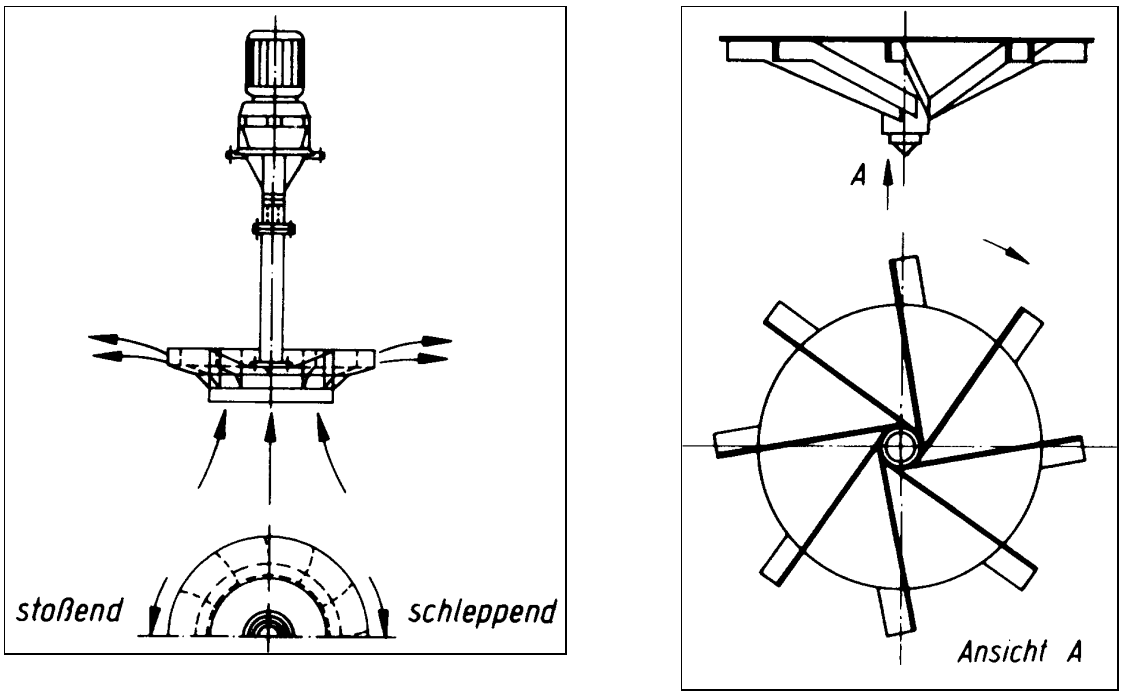


Abbildung 9: Kreiselbelüfter

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 Beckens, 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.

Kreisel werden mit Durchmessern bis ca. 4 m angeboten. Die Umfangsgeschwindig-keit liegt zwischen 4 und 6 m/s. Unter mittleren Verhältnissen kann man von einem Sauerstoffertrag in Reinwasser von etwa 1,8 kg/kWh ausgehen.

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. KNOP u. KALBSKOPF (1969)

Im Gegensatz zu den Walzenbelüftern bei denen die Wirtschaftlichkeit bei steigender spezifischer Energie abnimmt, steigt bei den Kreiseln der Sauerstoffertrag mit steigender Energiedichte.

7 Sauerstoffzufuhrmessungen – Garantiewerte

Ein Thema, daß wenn die Planung von Belüftungssystemen behandelt wird nicht fehlen darf, ist die Überprüfung bzw. der Garantienachweis der Sauerstoffzufuhr und des Sauerstoffertrages mittels Sauerstoffzufuhrmessungen. Es gilt hier einige Interaktionen der Planung und der Messung zu erläutern, um Kosten zu sparen und Diskussionen über die Meßresultate zu vermeiden. Im Folgenden werden einige wesentliche Punkte besprochen, darüber hinaus findet man im ATV M209 und der in Druck befindlichen Überarbeitung der ÖNORM M5888 weitere Hinweise.

7.1 Welche und wieviel Einstellungen

Bei der abwassertechnische Auslegung einer Kläranlage werden eine Vielzahl von Lastfällen durchgerechnet. Darunter befinden sich in der Regel auch Lastfälle die Umbaumaßnahmen oder eine Revision einzelner Belebungsbecken berücksichtigen. Bei diesen Lastfällen tritt dann naturgemäß eine hohe erforderliche Sauerstoffzufuhr auf. Es ist in solch einem Fall sicher wichtig diese Maximaleinstellung des Belüftungssystems zu überprüfen. Der in diesem Betriebszustand erreichbare Sauerstoffertrag hat aber keine Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit des Belüftungssystems im Normalbetrieb.

Es hat auch keinen Sinn extrem kleine Einstellungen des Belüftungssystems messen zu wollen.

Gemessen werden sollte die **maximal geforderte Sauerstoffzufuhr** sowie für einen realistisch abgeschätzten Betriebszustand, z.B. **60%** der Maximalleistung, die Sauerstoffzufuhr und der **Sauerstoffertrag**. Daraus ist ersichtlich, **daß zwei Einstellungen** des Belüftungssystemes sinnvollerweise zu messen sind. Entsprechend der ÖNORM M5888 sind dann insgesamt 4 Messungen einzuplanen.

7.2 Anforderungen der Sauerstoffzufuhrmessung an die Planung

Bereits im Planungsstadium einer Kläranlage ist es erforderlich einige Minimalanforderungen, die durch eine spätere Garantie-Abnahmemessung des Belüftungssystemes (Sauerstoffzufuhrmessung) auftreten werden, zu berücksichtigen. Dazu zählen unter anderem:

- Die Möglichkeit des einfachen, gleichmäßigen und gefahrlosen **Einbringens** der Chemikalien und der Meßgeräte (Probleme bei abgedeckten Becken)
- Das Vermeiden von **Wasserverlusten** während der Messung. Sowie das Vermeiden von **Wasseraustausch** zwischen Becken oder Beckenteilen die an der Messung nicht teilnehmen.
- Die Feststellung des **tatsächlichen Beckenvolumens**. Eine Teilaufgabe ist hier die Ermittlung der **Wassertiefe**. Eine einfache (im leeren Becken nivellierte) Höhenmarke verbessert und vereinfacht den Versuchsablauf ungemein.

- **Zuordenbarkeit** des erforderlichen **Luftvolumenstromes** (entsprechend der gewünschten Einstellung des Belüftungssystems) auf das zu messende Becken. Speziell bei großen Anlagen ist selten eine direkte Zuordnung von Gebläse und Becken möglich. Ist keine Zuordnung eines oder mehrerer Gebläse auf das gewünschte Becken möglich, so ist entweder die **Luftmenge**, die in das zu untersuchende Becken geleitet wird, zu **messen** oder in allen Becken bzw. Beckenteilen die mit Luft versorgt werden eine Sauerstoffzufuhrmessung durchzuführen. Ist abzusehen daß eine Luftvolumenstrommessung erforderlich ist, so sind zumindest die Flansche (zum späteren Einbau der Meßeinrichtung) sowie diverse Anschlußnippel für Temperatur und Druckmeßgeräte vorzusehen. **Jedenfalls unzulässig, auch bei baugleichen Becken, ist die Annahme, daß sich der Luftvolumenstrom gleichmäßig auf alle Becken verteilt!**

- Die Rohrleitungsführung sollte den normgerechten Einbau (Einlaufstrecken!) von Meßgeräten gestatten. Für Blenden ist die ÖNORM EN ISO 5167-1 zu beachten.

- Bei Anlagen, die schon (oder noch) teilweise in Betrieb sind, ist es häufig ein Problem die Gebläse auf das zu messende Becken zu schalten, ohne daß der Anlagenbetrieb gestört wird. Häufig muß für die Messung die restliche Anlage außer Betrieb gesetzt werden. Eine exakte Versuchsplanung und die daraus abzuleitenden Maßnahmen für einen „Notbetrieb“ sind erforderlich.

- Die Erfassung der **Antriebsleistung** der Gebläse und gegebenenfalls der Neben-aggregate (Pumpen, Rührwerke, etc.) erfordert entsprechende Berücksichtigung bei der Planung der Elektroinstallationen.

Werden ein oder mehrere der obigen Punkte nicht oder nur teilweise berücksichtigt hat das in jedem Fall einen Einfluß auf die Meßgenauigkeit. Im ungünstigsten Fall sind die geplanten Messungen weder zeitliche noch finanzielle vertretbar. Falls man sich dennoch für die Durchführung der Messungen entschließt, sollte man **vor der Messung** die akzeptierbaren Abweichungen festlegen um spätere Diskussionen kurz zu halten. In diesem

Zusammenhang ist speziell auf die ÖNORM M5888 Punkt „7.3.2 Garantien“ hinzuweisen. Dort ist angeführt:

„Wenn nichts anderes vereinbart wurde, sollte für Reinwassermessungen folgendes gelten:

- *Die Garantie für die Sauerstoffzufuhr in Reinwasser (OC) ist erfüllt, wenn der Mittelwert aus den Messungen zuzüglich der Meßtoleranz von 5% mindestens gleich dem garantierten Wert ist.*
- *Die Garantie für den Sauerstoffertrag in Reinwasser (OP) ist erfüllt, wenn der Mittelwert aus den Messungen zuzüglich der Meßtoleranz von 8 % mindestens gleich dem garantierten Wert ist.“*

8 Literatur

ATV-A 131 (1991): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten, Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), St. Augustin

ATV-H 265 (1991): Regelung der Sauerstoffzufuhr beim Belebungsverfahren

ATV-M 268 (1997): Steuern und Regeln der N-Elimination beim Belebungsverfahren

ATV-M 209 (1996): Messung der Sauerstoffzufuhr von Belüftungseinrichtungen in Belebungsanlagen in Reinwasser und in belebtem Schlamm

ATV (1985): Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik, Band IV, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn

ATV (1997): ATV-Handbuch, Biologische und weitergehende Abwasserreinigung, 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn; ISBN 3-433-01462-0

DIN 19 569-3: Kläranlagen, Baugrundsätze für Bauwerke und technische Ausrüstungen

ÖNORM EN ISO 5167-1: Durchflußmessung von Fluiden mit Drosselgeräten-Teil 1: Blenden, Düsen und Venturirohre in voll durchströmten Leitungen mit Kreisquerschnitt

ÖNORM M 5888: Messung der Sauerstoffzufuhr von Belüftungseinrichtungen in Belebungsanlagen in Reinwasser und in belebtem Schlamm; Gründruck 1997

DA SILVA-DERONZIER, DUCHENE, P. und RAMEL C.: Influence of a horizontal flow on the perfortnance of fine bubble diffused air systems. Wat. Sei. Tech. 30 No 4 (1994) S. 89-96

v.d.EMDE W.: Beitrag zu Versuchen zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft der TH Hannover, Heft 1 (1957).

v.d.EMDE W.: Belüftungssysteme und Beckenformen, Münchner Beiträge (1969)

v.d.EMDE W.: Entscheidungskriterien bei der Wahl von Belüftungssystemen, IAWPR-Sonderkonferenz, Amsterdam, Progress in Water-Technology, Vol.II, Nr.3 (1979)

FREY W.: Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen, Wiener Mitteilungen Bd. 134 (1996)

FREY W.: Anforderungen an Belüftungssysteme, Wiener Mitteilungen Bd. 110 (1993)

GRAAF van der J.H.J.M. (1979): The combination of diffused air aeration and horizontal flow, Progress in Water Technology, Vol.11, No.3, 139-149

KAYSER R. (1967): Ermittlung der Sauerstoffzufuhr von Abwasserbelüftern unter Betriebsbedingungen. Veröffentlichung des Institutes für Stadtbauwesen, Technische Hochschule Braunschweig

KNOP E., KALBSKOPF K.-H.:Energetische und hydraulische Untersuchungen an mechanischen Belüftungssystemen; Gas-Wasserfach 110, S.198-201 und 266-269, (1969)

KROISS H.: Beurteilung des Abwassers für Planung und Optimierung von Kläranlagen, Wiener Mitteilung, Band 81 2.Auflage, TU Wien (1990)

PÖPEL, H. J. und WAGNER, M.: Sauerstoffeintrag und Sauerstoffertrag moderner Belüftungssysteme. Teil 1: Druckluftbelüftung. Korrespondenz Abwasser 36 (1989), S. 453 -457

PÖPEL H.J., WAGNER M. (1994): Theorie und Praxis von Sauerstoffeintrag und -ertrag in tiefen Belebungsbecken, 5. Hannoversche Industrieabwassertagung, Heft 87, 111-131

RISSLER S., HAHN T. (1995): Effect of horizontal flow on aeration, Scientific Impeller, Flygt Firmenschrift, No.3

RISSLER S. (1993): Mixing in Activated Sludge Processes, Scientific Impeller, Flygt Firmenschrift, No.2

STALZER W.F., FLECKSEDER H.: Strömungsverhältnisse, Energieaufnahme und Sauerstoffzufuhr in langgestreckten Umlaufbecken am Beispiel der Kläranlage Wien-Blumental, Österr. Abwasser Rundschau, 1975, 82-89

WAGNER M.: Einfluß oberflächenaktiver Substanzen auf Stoffaustauschmechanismen und Sauerstoffeintrag, Schriftenreihe WAR der TH Darmstadt, Band 53, (1991)

WESPTHAL G.: Leistungseintrag in Belebungsbecken – Eine grundlegende Darstelleung; Korresp. Abwasser Nr.:8 (1995); 1353-1358

ZLOKARNIK M. (1980): Koaleszenzphänomene im System gasförmig/flüssig und deren Einfluß auf den O_2-Eintrag bei der biologischen Abwasserreinigung, Korresp.Abwasser 27, 728-734

Dipl.-Ing. Dr. Wilhelm Frey

Ingenieurkonsulent für Maschinenbau
Abwassertechnische **A**usbildung und **B**eratung

Leobendorf / Hofgartenstraße 4/2
A-2100 Korneuburg

Tel u. Fax: ++43 2262 68173
e-mail: wfrey@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 323 - 357
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Aspekte der Gestaltung von Nachklärbecken

P. Krebs

Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft, TU Dresden

Kurzfassung Der Wirkungsgrad eines Nachklärbeckens ist nicht alleine von den Beckendimensionen abhängig. Da Strömungsbedingungen und das Sedimentationsverhalten von Belebtschlamm stark verknüpft sind, kann durch die Gestaltung einzelner Bauteile des Nachklärbeckens, die sich in erster Linie auf die Strömung auswirkt, auf den Abscheidegrad Einfluß genommen werden. Durch die adäquate Anordnung von Einlauf, Ablauf, Schlammräumung und allenfalls Einbauten im Sedimentationsbereich läßt sich die Leistung von Nachklärbecken steigern. Es werden Beispiele diskutiert und deren Funktionsweisen anhand von numerischen Simulationen, Prototyp- und Labormessungen erläutert.

Key words Nachklärbecken, Flockung, Strömung, Belebtschlamm, Schlammräumung, Einlaufbauwerk, Ablauf, Betrieb

1 Einleitung

Verfahren zur Dimensionierung und Ansätze zur Gestaltung einzelner Bauwerke von Nachklärbecken unterscheiden sich von denen anderer Absetzbecken wegen der Schlammeigenschaften und der relativ hohen Volumenkonzentration des Belebtschlamms im Zulauf. Von Bedeutung für die Effizienz des Nachklärbeckens sind insbesondere

- das behinderte Absetzen des Schlamms,
- seine Flockungsfähigkeit und
- der Dichteeffekt, der für das Strömungsbild im Becken bestimmend ist.

Der Wirkungsgrad des Nachklärbeckens wird deshalb nicht ausschließlich durch Beckenvolumen und -oberfläche beeinflußt, sondern ebenso durch Gestaltung und Anordnung von Einlauf, Ablauf sowie Schlammräumung und -rückführung. Gerade das Ausnützen des Flockungspotentials und die Beeinflussung des Strömungsbildes können für die Ablaufqualität von großer Bedeutung sein.

Zunehmende Turbulenz resp. Geschwindigkeitsgradienten führen dazu, daß einerseits die Berührungswahrscheinlichkeit benachbarter Flocken zunimmt und damit die Flockung angeregt wird, andererseits dazu, daß infolge der erhöhten Scherspannungen bereits gebildete Flocken vermehrt zerstört werden. Da größere Flocken bessere Absetzeigenschaften aufweisen, gilt es durch eine angemessene Turbulenz die Flockung zu fördern.

Das typische Strömungsbild ist infolge der Tatsache, daß der Zufluß schwerer ist als das Umgebungsfluid, durch eine Dichteströmung über der Sohle oder dem Schlammspiegel geprägt. Da der Volumenstrom nach dem Einlauf durch Einmischung gegenüber dem Durchfluß zunimmt, wird diese Sohlströmung aus Kontinuitätsgründen durch eine darüberliegende Rückströmung kompensiert und das Wasser im Becken von einer Walzenbildung erfaßt. Partikel, die sich in der Sohlströmung befinden und nicht aussedimentieren, finden so einen schnellen Weg in den Ablauf, der sich meist im Bereich der Endwand oder der peripheren Wand befindet, und weisen eine wesentlich geringere Verweilzeit auf, als dies durch die mittlere hydraulische Aufenthaltszeit vorgegeben wird.

Sind also Oberfläche und Wassertiefe des Nachklärbeckens mit Hilfe eines Dimensionierungsverfahrens (z.B. ATV, 1991) bestimmt sowie der Beckentyp festgelegt worden, so kann durch die Gestaltung einzelner Bauwerksteile das Leistungspotential dieser vorgegebenen Hülle besser oder schlechter ausgenutzt werden.

2 Beckentypen

Nachklärbecken lassen sich unterscheiden nach Beckenform, Durchströmungsrichtung und Räumsystemen. Verschiedenste Kombinationsmöglichkeiten ergeben eine Vielzahl von Beckenanordnungen. Die Beckentypen werden hier in groben Zügen vorgestellt, auf die Optimierung einzelner Bauwerke wird in den folgenden Kapiteln eingegangen.

2.1 Rechteckbecken

Rechteckbecken werden häufig gebaut, wo die zur Verfügung stehende Fläche knapp ist, da sie sich platzsparender anordnen lassen als Rundbecken. Aufgrund der Hauptrichtung der Durchströmung lassen sie sich in längsdurchströmte und querdurchströmte Becken unterteilen.

Die **längsdurchströmten Becken** haben eine relativ hohe spezifische Beschickung pro m Beckenbreite. In der ATV A131 (1991) wird ein Länge-zu-Breite-Verhältnis von mindestens 5:1 empfohlen. Die Länge liegt üblicherweise zwischen 30 und 60 m. Diese Beckenanordnung wird kombiniert mit Schild-, Ketten- und Saugräumsystemen. Die Räumrichtung geschieht dabei stets mit der oder gegen die Hauptströmungsrichtung. Eine typische Anordnung dieses Beckentyps ist in Abb. 1 dargestellt.

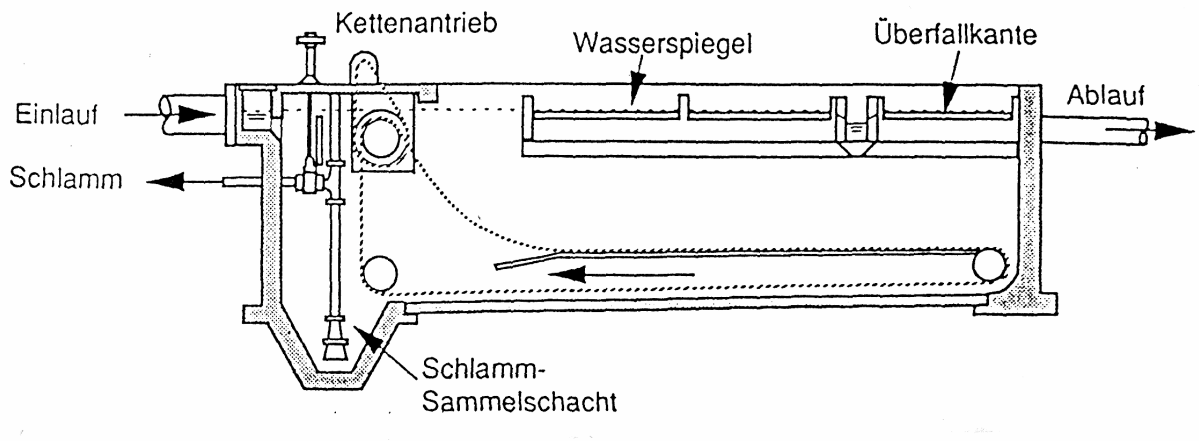


Abbildung 1 Längsdurchströmtes Rechteckbecken mit Kettenräumer und einlaufseitigem Schlammtrichter (aus Siegrist und Boller, 1995).

In **querdurchströmten Rechteckbecken** wird der Zufluß über eine Längsseite verteilt und verursacht entsprechend eine geringe spezifische Beschickung pro m "Breite". Dies bringt auch eine gewisse Schwierigkeit mit sich, den Zufluß gleichmäßig über den gesamten Einlauf zu verteilen. Die Breite liegt häufig im Bereich von 8 bis 10 m, während die Länge stark variiert. Die querdurchströmten Nachklärbecken der Kläranlage Werdhölzli, Zürich, weisen eine Länge von 142 m auf. Eine von der Strömungsstabilität her motivierte Vorgabe des Länge-zu-Breite-Verhältnisses, wie sie bei längsdurchströmten Becken üblich ist, entfällt beim querdurchströmten Becken. Dafür werden die Querbecken weiter unterschieden nach dem Verhältnis Breite/Höhe. Liegt das

Verhältnis der horizontalen Fließdistanz zur Wassertiefe unter 2:1 und der Einlauf in Sohlnähe, so wird das Becken von der ATV (1991) als vertikal durchströmtes Becken eingeschätzt und dimensioniert. In querdurchströmten Becken sind Saugräumer installiert, deren Räumrichtung quer zur Hauptströmungsrichtung verläuft. Ein Schnitt durch ein querdurchströmtes Nachklärbecken der Kläranlage Werdhölzli ist in Abb. 2 dargestellt.

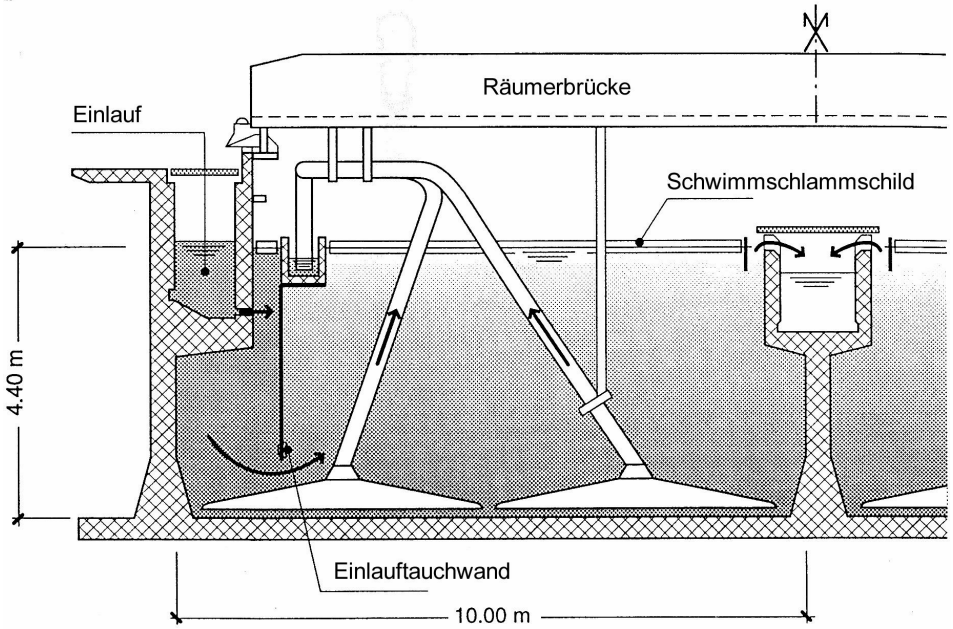


Abbildung 2 Querschnitt durch ein querdurchströmtes Nachklärbecken der Kläranlage Werdhölzli, Zürich.

2.2 Rundbecken

Weltweit werden die Rundbecken am häufigsten verwirklicht. Der Grund für die Bevorzugung von Rundbecken liegt häufig in der vereinfachenden Vorstellung begründet, daß sich die Geschwindigkeiten im von innen nach außen durchströmten Becken durch den sich öffnenden Durchflußquerschnitt kontinuierlich verlangsamen und damit eine bessere Absetzleistung garantieren. Daß dem nicht grundsätzlich so ist, liegt an der höheren spezifischen Beschickung pro m Einlauf (hier Kreissegment), an der daraus entstehenden intensiveren Einmischung von Umgebungsfluid und am Effekt, daß eine Dichteströmung in einem sich öffnenden Querschnitt in der Höhe kompakter wird (Britter und Linden, 1980). In einem theoretischen Vergleich von Krebs (1991a) wurde gezeigt, daß die charakteristische Strömungszeit vom Einlauf bis zur Peripherie kürzer ist als bis zur Endwand in einem längsdurchströmten

Becken und somit das Rundbecken ebenso empfindlich auf Kurzschlußströmungen sein kann. Die Anordnung der einzelnen Bauteile (z.B. Ein- und Ablauf) erscheint demnach wichtiger als die Beckenform.

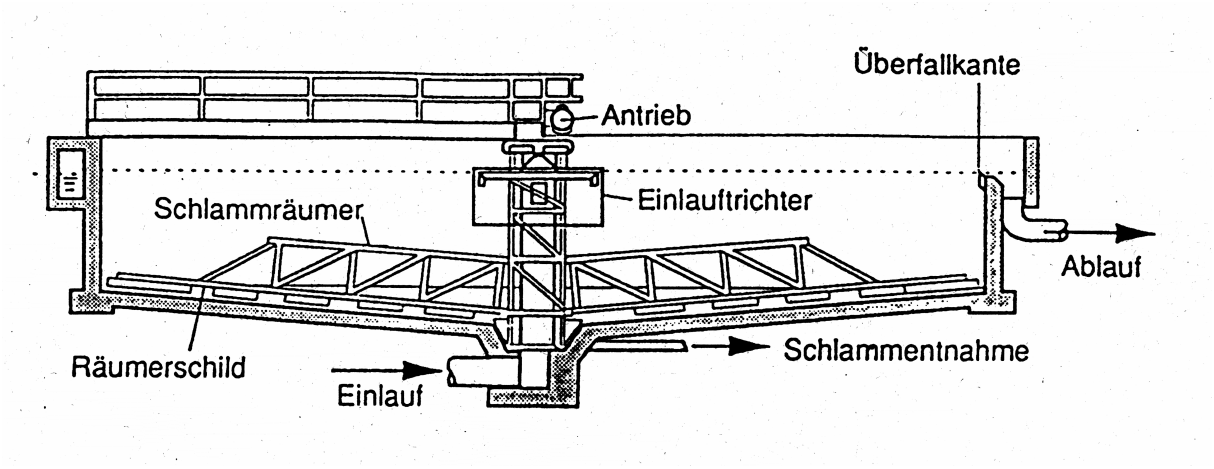


Abbildung 3 Beispiel eines von innen nach außen durchströmten Rundbeckens mit Schildräumer (aus Siegrist und Boller, 1995).

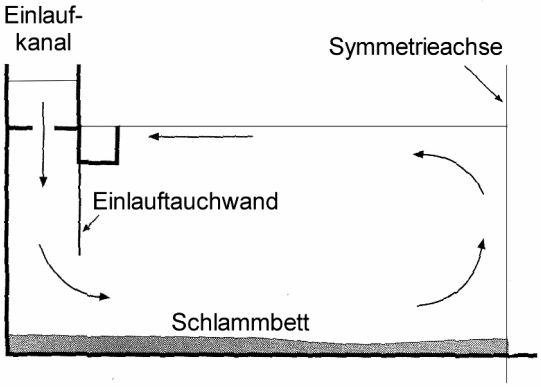


Abbildung 4 Schematische Darstellung eines Rundbeckens mit Ein- und Ablauf an der Peripherie (aus Ekama *et al.*, 1997).

Rundbecken werden fast ausschließlich mit zentralem Einlauf und einer Durchströmung von innen nach außen ausgelegt. Die Schlammräumung geschieht entweder mit Schildräumern und zentralem Schlammtrichter (Bsp. s. Abb. 3) oder mit Saugräumern, wobei größere Becken mit zwei bis drei Räumerarmen ausgerüstet werden. Es gibt vereinzelt auch Rundbecken, die an der Peripherie in Sohlnähe beschickt werden. Der Ablauf ist dann häufig an der Wasseroberfläche, ebenfalls an der Peripherie angeordnet (Abb. 4).

2.3 Vertikal durchströmte Becken

Von unten nach oben durchströmte Becken sind meist speziell konzipierte Becken mit großer Tiefe und relativ kleiner Oberfläche; ein Überblick wird in Ekama *et al.* (1997) vermittelt. Als Spezialfall gehören auch relativ tiefe, querdurchströmte Becken mit tiefliegendem Einlauf dazu (ATV, 1991). Der Zufluß erfolgt in das Schlammbett, in dem eine möglichst gleichmäßig aufsteigende Wasserbewegung induziert werden soll. Mikroflocken, die im Zufluß enthalten und flockungsfähig sind, werden dadurch mit großer Wahrscheinlichkeit aus dem Durchfluß herausgefiltert.

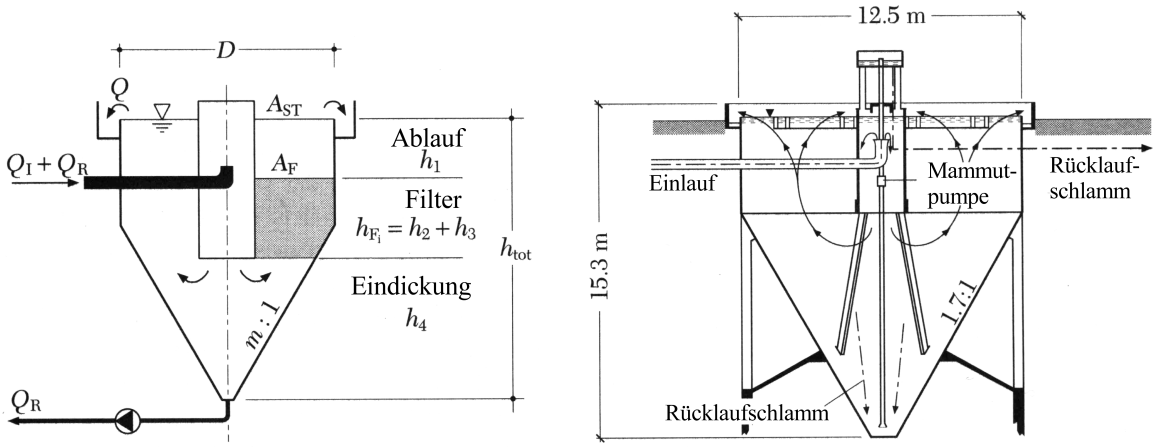


Abbildung 5 Vertikal durchströmtes Nachklärbecken ("Dortmund-Becken") der Kläranlage Berlin-Ruhleben (aus Ekama *et al.*, 1997).

Der Flockenfilter (oder die Oberfläche des Schlammbetts) etabliert sich da, wo sich ein Gleichgewicht zwischen Absetzgeschwindigkeit des Belebtschlamms und Aufwärtsgeschwindigkeit des Durchflusses einstellt. Diese Gleichgewichtslage reagiert sensitiv auf veränderte Betriebszustände. Um dieser Sensitivität entgegenzuwirken, werden vertikal durchströmte Becken häufig als Trichter ausgebildet (Abb. 5). Wird nun der Durchfluß gesteigert und das Schlammbett nach oben verdrängt, kann sich ein neues Gleichgewicht einstellen, da durch den größer werdenden Querschnitt die Aufwärtsgeschwindigkeit weiter oben geringer wird. Generell wird dieser Beckentyp unter der Voraussetzung verwirklicht, daß nicht mit großen Belastungsschwankungen zu rechnen ist.

3 Beurteilung des Ist-Zustandes

Erfüllen die Ablaufwerte des Nachklärbeckens die Erwartungen nicht, so stehen neben eines zu klein dimensionierten Volumens vor allem zwei mögliche Ursachen im Vordergrund:

- Der **Schlamm** ist voluminös oder sein Flockungspotential wurde nicht ausgenützt. Gegen schlechte Schlammqualität kann direkt im Nachklärbecken nichts unternommen werden, sie ist wesentlich von der Zusammensetzung des Abwassers abhängig. Zur verbesserten Nutzung des Flockungspotentials können die adäquate Gestaltung des Einlaufbauwerks und allenfalls Einbauten im Absetzbereich beitragen.

- Interne **Strömungsbedingungen** können einen Kurzschluß zwischen Zufluß und Ablauf begünstigen und damit bei dynamischen Belastungen zu Schlammaustrag führen. Gegenmaßnahmen konzentrieren sich in erster Linie auf die Gestaltung einzelner Bauwerksteile.

Auch eine ungenügende Schlammräumung wirkt sich negativ auf den Nachklärbecken-Betrieb aus. Wenn als Gegenmaßnahme der Rücklaufvolumenstrom gesteigert wird, erhöht sich damit wiederum die hydraulische Belastung des Nachklärbeckens, das Schlammbett wird mächtiger als nötig und löst eine erhöhte Sensitivität bezüglich Auswaschen von Schlammpartikeln aus. Ungewohnt hohe Schlammspiegellagen (unter Berücksichtigung der Schlammqualität und der Betriebsbedingungen) sind ein Indiz dafür, daß die Effizienz der Schlammräumung verbessert werden kann.

3.1 Schlammqualität und Flockungspotential

Die Sedimentation von Suspensionen läßt sich in 4 Klassen einteilen. Die Konzentration einerseits und die Tendenz Flocken zu bilden andererseits sind die Kriterien, mit denen sich gemäß Abb. 6 die Einteilung in diese 4 Klassen vornehmen läßt. Niedrige und mittlere Konzentrationen von Partikeln, die nicht kohäsiv sind, ergeben freies Absetzen, bei dem die Sedimentationsgeschwindigkeit der Partikel unabhängig ist von der Präsenz anderer Partikel. Neigen die Partikel in niedrigen Konzentrationen zur Flockenbildung, so wird der Absetzvorgang durch benachbarte Partikel

beeinflußt; normalerweise wird die Absetzgeschwindigkeit durch Flockenbildung vergrößert. Behindertes Absetzen und Eindicken treten auf, wenn die Konzentration hoch ist und die Partikel flockungsfähig sind.

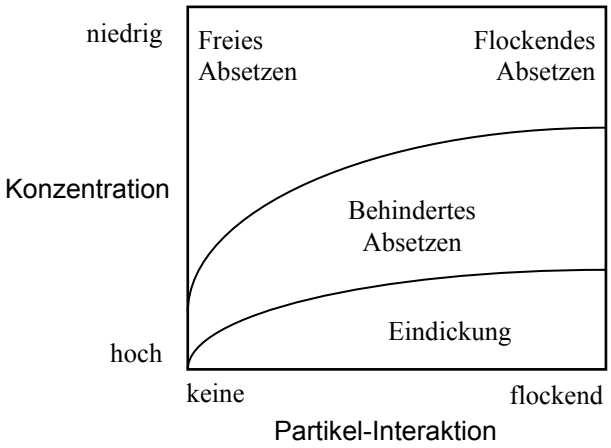


Abbildung 6 Qualitative Einordnung von Absetzprozessen.

Wenn auch für die Ablauftrübung die ersten beiden Kategorien maßgebend sind, die im Nachklärbecken auftretenden Absetzprozesse von Belebtschlamm lassen sich fast ausschließlich den letzten beiden Kategorien zuordnen. Dabei wird der Absetzvorgang maßgeblich durch die Flockenstruktur und die Voluminosität der Flocken geprägt. Der Schlammvolumenindex *SVI* ist eine einfache Möglichkeit, diese Eigenschaften zu charakterisieren. Er wird denn auch häufig zur allgemeinen Beschreibung der behinderten Sedimentation von Belebtschlamm verwendet (z.B. gerührter Schlammindex bei Wahlberg und Keinath, 1988; Verdünnungsschlammindex bei Härtel und Pöpel, 1992).

Hinter dem Schlammindex verbirgt sich ein komplexes Gemisch von Mikroorganismen, die sogenannte Belebtschlammflocken bilden. Die Größenverteilung von Belebtschlammflocken ist gemäß Parker *et al.* (1971) nicht kontinuierlich, sie kann in zwei Gruppen unterteilt werden:

- die Mikroflocken mit Durchmessern von 0.5 bis 5 µm, und
- die Makroflocken mit Durchmessern von 25 bis 2000 µm.

Im Bereich dazwischen (5 bis 25 µm) wurden kaum Flocken gefunden. Die Flocken aus der großen Durchmesser-Klasse, die massenmäßig bei weitem überwiegen, weisen gute Absetzeigenschaften auf und werden im

Nachklärbecken praktisch zu 100% abgeschieden, während die kleinen Flocken schlechte Absetzeigenschaften aufweisen und maßgeblich für die Ablauftrübung sorgen. In diesem einfachen Zweiklassenmodell bedeutet *Flockung* den Übergang von Mikroflocken in Makroflocken und das *Aufbrechen von Flocken* die Entstehung von Mikro- aus Makroflocken.

Der Flockungsvorgang besteht aus 2 Schritten: Zwei Partikel müssen sich einerseits treffen und andererseits, wenn sie sich getroffen haben, aneinander haften bleiben. Wird davon ausgegangen, daß Belebtschlamm gut flockungsfähig ist, ist der erste Schritt - der Transportschritt - maßgebend. Damit Partikel sich berühren können müssen sie sich relativ zueinander bewegen, was unter den gegebenen Umständen in erster Linie durch die sogenannte orthokinetische Flockung, die aufgrund von Schergradienten und Turbulenz zustande kommt, gegeben ist.

Die Geschwindigkeitsgradienten im inhomogenen Scherfeld werden vereinfacht mit dem mittleren Geschwindigkeitsgradienten, dem sogenannten *G*-Wert, angenähert. Der *G*-Wert läßt sich mit

$$G=\left(\frac{P}{V\mu}\right)^{1/2} \tag{1}$$

über die pro Volumen V dissipierte Leistung P bestimmen. μ ist die dynamische Viskosität. Je größer also der Energieeintrag eines Rührers in einen Reaktor ist, desto höher wird der mittlere Geschwindigkeitsgradient, der *G*-Wert. Ebenso können Schergradienten durch Energiedissipation in einer Strömung erzeugt werden, z.B. durch Eintritt eines Freistrahls, der aufgeweitet und gebremst wird.

Parallel zur Flockung läuft stets der Prozeß der Zerstörung von Flocken ab. Durch die Erhöhung von Geschwindigkeitsgradienten wächst gleichzeitig die Beanspruchung insbesondere der großen Flocken und damit die Wahrscheinlichkeit, daß Flocken aufgebrochen oder Mikroflocken, die an Fadenbildnern angelagert sind, erodiert werden. In einem mittleren *G*-Wert-Bereich ergeben sich optimale Flockungsbedingungen (Parker *et al.*, 1971). Bei kleineren *G*-Werten wird die Flockungsfähigkeit nicht ausgenützt, bei größeren Werten überwiegt das Abscheren der Flocken.

Um zu eruieren, ob die schlecht ausgenützte Flockung oder eine ungünstige Strömung die Hauptursache für eine zu hohe Ablaufkonzentration ist, haben Wahlberg *et al*. (1994a) einen einfachen Test vorgeschlagen. Mit einer Belebtschlammprobe aus dem Nachklärbecken (nicht vor dem Einlauf) werden ein Absetzversuch zur Bestimmung der Mikroflocken im Überstand (*DSS*, dispersed suspended solids) und ein Flockungsversuch (*FSS*, flocculated suspended solids) durchgeführt. Zur Bestimmung der *DSS* wird das Schlammgemisch in einen Zylinder mit 10.5 cm Durchmesser und 60 cm Höhe gegeben und der Überstand nach einer Absetzzeit von 30 min beprobt. Die *FSS* werden bestimmt, indem der 30-minütigen Absetzzeit eine 30-minütige Flockungszeit bei flockungsförderndem *G*-Wert vorgeschaltet wird. Es wird davon ausgegangen, daß eine längere Flockungsdauer keine weitere Verminderung des *FSS*-Wertes ergeben würde, daß also die Resttrübung dem beprobten Schlamm eigen ist und nicht unterschritten werden kann. Dieser Wert ist gleichzeitig die minimale Ablaufkonzentration, die im Nachklärbecken, das mit dem selben Schlamm beschickt wird, erzielt werden kann.

Ergeben die beiden Tests praktisch gleiche *DSS*- und *FSS*-Werte, so kann mit einer Flockungsförderung im Becken keine Verbesserung der Ablaufqualität erzielt werden, die Ursache für die unbefriedigende Ablaufqualität muß in den hydromechanischen Bedingungen gesucht werden. Liegen jedoch die *DSS*-Werte höher als die *FSS*-Werte, wäre der Schlamm grundsätzlich weiter flockungsfähig und die Ablaufqualität ließe sich mit einer gezielten Förderung der Flockung (z.B. im Einlaufbauwerk) verbessern.

3.2 Kurzschlußströmung

Die Strömung im Nachklärbecken wird dominiert durch den Dichteeffekt. Dadurch, daß die Dichte des Zuflusses im Normalfall höher ist als diejenige des Fluids in der Umgebung, taucht der Zufluß steil ab. In englischsprachigen Publikationen wird dieser Vorgang “density-waterfall” genannt. An der Sohle wird dieser “Wasserfall” effizient in eine horizontale Sohlströmung umgelenkt, die sich mit einer Geschwindigkeit, die um ein Vielfaches höher ist als die Durchschnittsgeschwindigkeit, ausbreitet und eine darüberliegende Rückströmung auslöst (Anderson (1945), s. Abb. 7; Kalman, 1966; Larsen, 1977; Bretscher *et al*., 1984; Krebs, 1989; Deininger, 1997). Kurzschlußströmungen vom Zulauf zum Ablauf treten unabhängig vom Beckentyp auf und reduzieren die Verweilzeiten der darin transportierten Schlammflocken.

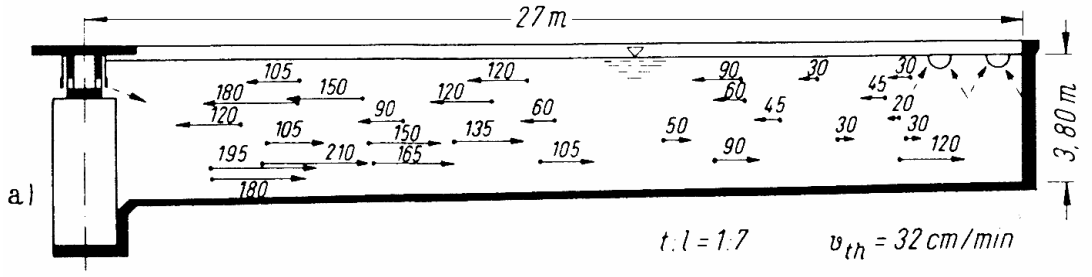


Abbildung 7 Typisches Strömungsbild in Nachklärbecken mit vorwärts gerichteter Sohlströmung und darüberliegender Rückströmung (Anderson, 1945; aus ATV, 1983).

Anderson (1945) hat seine Geschwindigkeitsmessungen mit Driftkörpern durchgeführt. Dazu wird ein Körper mit Kreuz- oder Zylinderform mittels eines Fischersilks an einem Schwimmkörper befestigt und in die Tiefe abgesenkt, in der die Geschwindigkeit gemessen werden soll. Der Schwimmkörper macht nun die Bewegung des Driftkörpers an der Oberfläche sichtbar. Der Meßfehler wird relativ groß, wenn die Fließrichtung in Driftkörpertiefe derjenigen an der Oberfläche entgegengesetzt ist. Bretscher *et al.* (1984) haben diese Technik verbessert und insbesondere die reibungsbedingten Fehler verringert, indem sie den Driftkörper an einer Angelrute befestigen, die sie der Driftkörperbewegung so nachführen, daß die Aufhängeschnur senkrecht verläuft. Der Vorteil dieses Verfahrens liegt in dessen Robustheit; es ist unabhängig von Trübung, Verstopfung oder Nullpunktdrift. Andererseits werden damit nicht mittlere Geschwindigkeiten erfaßt. Der Driftkörper wird von einem Wasserpaket mitgezogen und bestimmt dessen mittlere Geschwindigkeit über die Meßstrecke von 10 bis 20 cm. Bei einer pulsierenden Strömungscharakteristik mit einer Periode im Bereich von zig Sekunden (auftauchen von “Schlammpilzen”) müßte die Messung demnach mehrere Male wiederholt werden um einen Mittelwert angeben zu können.

Der Einsatz elektronischer Meßmethoden ergibt ein verbessertes Potential zur Strömungscharakterisierung, indem die durchschnittliche Geschwindigkeit und die Geschwindigkeitsvariation angegeben werden können (Larsen, 1977; Dahl *et al.*, 1994; Deininger, 1997). Übliche Methoden basieren auf Messungen der Doppler-Frequenzverschiebung von Ultraschallwellen oder des durch die Strömung erzeugten Magnetfeldes. In Bereichen hoher Trübung und Konzentration (im unteren Bereich des Schlammbetts) liefern die Ultraschall-Sonden jedoch unzuverlässige Meßsignale.

Als Alternative zur Geschwindigkeitsmessung können Durchflußkurven (Verweilzeitverteilungen) bestimmt werden. Dem Zufluß wird mittels Salz oder Farbstoff ein Tracerpuls beigegeben und dessen zeitliche Verteilung im Ablauf gemessen (Abb. 8). Je später und je höher die Konzentrationsspitze, desto weniger ausgeprägt sind Kurzschlußströme und Durchmischung, desto besser steht es also mit der Ausnützung des Leistungspotentials des Absetzbeckens.

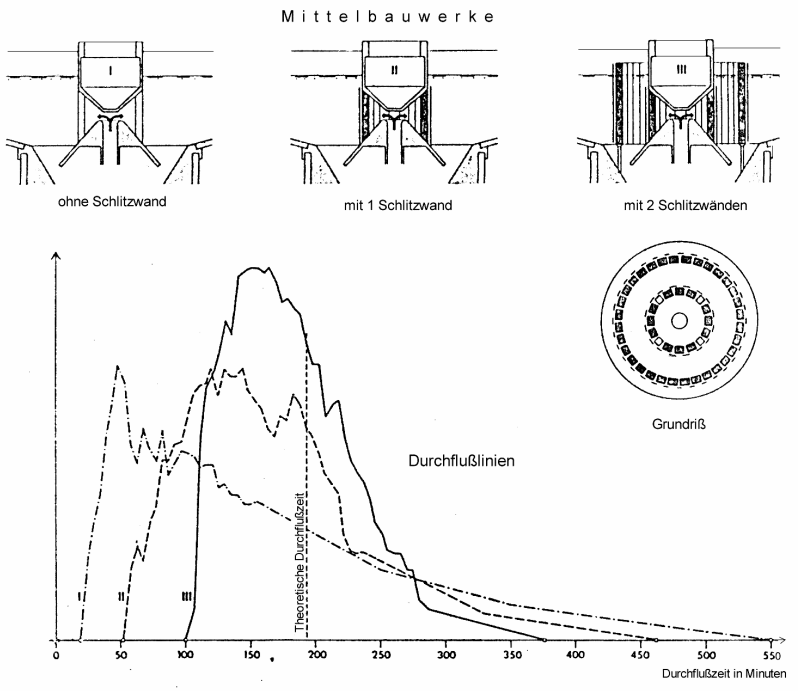


Abbildung 8 Durchflußkurven zeigen, daß mit zwei konzentrisch angeordneten Schlitzwänden die Durchströmungscharakteristik des runden Beckens verbessert wurde (Wiegmann und Müller-Neuhaus, 1951).

Es ist generell von Vorteil, wenn sich die Konzentrationsspitze erst möglichst knapp vor Ablauf der mittleren Aufenthaltszeit (= Volumen/Durchfluß) einstellt. Ein frühes Auftauchen des ersten Tracers im Ablauf deutet auf eine Kurzschlußströmung vom Zulauf zum Ablauf hin. Mittels Durchflußkurven wurden in erster Linie die Einflüsse von Beckengeometrie und Einlaufgestaltung untersucht (z.B. Knop, 1952). Wiegmann und Müller-Neuhaus (1951) zeigen anhand von Durchflußkurven, wie sich die Durchströmungscharakteristik eines runden Nachklärbeckens durch die Ergänzung des Einlaufbauwerks um zwei konzentrische Schlitzwände verbessert (Abb. 8): Die Konzentrationsspitze wird höher und taucht später im Ablauf auf, und das erste Auftreten von Tracer im Ablauf wird hinausgezögert.

In Prototyp-Untersuchungen von Bretscher *et al.* (1984, 1992) wurde dokumentiert, daß die Strömung mit geringen konstruktiven Veränderungen an der Einlaufkonfiguration und im Absetzbereich grundlegend verbessert werden kann. Ueberl (1995) wies ebenfalls mit dem Driftkörper-Meßverfahren nach, daß in einem Rechteckbecken die Strömungsbedingungen quer zur Längsachse nicht homogen und nicht symmetrisch sind. Deininger (1997) zeigte im Rahmen ihrer Untersuchungen in Rundbecken mit einer Ultraschall-Doppler-Sonde den großen Schwankungsbereich der Geschwindigkeiten auf. Zudem ortete sie die Vorwärtsströmung bei Regenwetter und erhöhtem Schlammbett im Bereich des Schlammspiegels oder unmittelbar darüber. Demnach entwickelt sich die Strömung nur dann an der Sohle, wenn sich kein oder nur ein niedriges Schlammbett aufbaut.

4 Bauliche Gestaltung

4.1 Einlauf

4.1.1 Anforderungen

Das Ziel des Einlaufbauwerkes eines Nachklärbeckens ist es, in der Absetzzone eine effiziente Abtrennung des Belebtschlamms zu unterstützen. Da zwischen Strömung und Sedimentation starke Wechselwirkungen bestehen, ist die Optimierung des Einlaufs letztlich eine Frage der Strömungsbeeinflussung. Die folgenden Kriterien müssen dazu - unabhängig von der Beckenform - berücksichtigt werden (Krebs *et al.*, 1995):

- Eine gute **Energiedissipation** soll dafür sorgen, daß die Geschwindigkeiten im Anschluß an den Einlauf gering und möglichst symmetrisch über die Beckenbreite verteilt sind. Einrichtungen zur Energiedissipation beschleunigen den Verlauf der Energiekaskade, bei der kinetische Energie in Turbulenzenergie und schließlich in Wärme umgewandelt wird.
- Die **Dichteeffekte** sollen durch die Gestaltung des Einlaufbereichs soweit wie möglich gedämpft werden. Wegen der Dichteeffekte sollten sich optimierte Einlaufbauwerke für Nachklärbecken von denjenigen für Vorklärbecken unterscheiden.
- Das Potential des Belebtschlamms zur **Flockung** sollte gezielt genutzt werden, indem der Einlauf als Flockungskammer dimensioniert wird.

4.1.2 Energiedissipation

Die meisten "klassischen" Einlauftypen wurden auf die Energiedissipation hin optimiert. Grund dafür mag sein, daß sie häufig in unter Klarwasserbedingungen durchgeführten Laborexperimenten entwickelt wurden. Beispiele für solche Einlauftypen sind der Einlauf mit Loch- oder Schlitzwänden (vgl. Abb. 8) oder etwa der Stuttgarter Einlauf (Abb. 9; Pöpel und Weidner, 1963), bei dem durch eine zweimalige Umlenkung der Strömung und einen kontinuierlich zunehmenden Strömungsquerschnitt eine gleichmäßige Zuflußverteilung angestrebt wird.

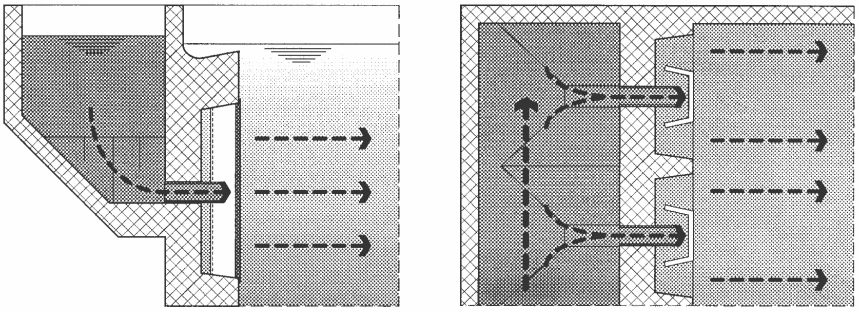


Abbildung 9 Stuttgarter Einlauf (Pöpel und Weidner, 1963).

Weitere bekannte Anordnungen sind horizontale, quer zur Hauptströmungsrichtung eingeleitete Zuflußstrahlen, die - ähnlich wie beim Geiger-Einlauf - mit dem entgegengesetzten Strahl aus dem Nachbardiffusor zusammentreffen und dabei Energie verwirbeln (Stahl, 1996). Auch der Stengel-Einlauf bezweckt mit Pralltellern vor den Mündungen der Zuflußrohre eine effiziente Energieumwandlung.

Die Verzögerung der maximalen Zuflußgeschwindigkeit ins Einlaufbauwerk von ca. 1 m/s auf einige wenige cm/s bedingt einen hohen Energieverlust (WPCF, 1985). Um trotz dieser Energieumwandlung das Aufbrechen von Flocken zu vermeiden, sollten Schlitz- resp. Lochwände sequentiell angeordnet sein und die Öffnungsweiten nicht allzu klein sein (> 5 cm). Eine Energiedissipation mit zwei aufeinanderfolgenden Schlitzwänden geht mit den Flocken demnach schonender um als nur eine, die mit einem geringeren durchströmten Flächenanteil denselben Verlust an Energiehöhe induziert.

4.1.3 Position

Empfehlungen zur richtigen Position des Einlaufes ins Nachklärbecken (es geht hier nicht um die Position der Zuflußrohre ins Einlaufbauwerk) sind kontrovers. Die meisten "klassischen" Einläufe erstrecken sich im Bestreben, den Zufluß möglichst gut zu verteilen, über einen möglichst großen Anteil der Wassertiefe (s. Abb. 9) oder sind in einem mittleren Bereich der Wassertiefe angebracht.

Im Gegensatz dazu haben Fitch und Lutz (1960) und Fischerström *et al*. (1967) aufgrund von Beobachtungen in situ empfohlen, den Einlauf in Sohlnähe zu positionieren. Versuche in realen Becken von Bretscher *et al*. (1984, 1992) haben diese Beobachtungen bestätigt, indem nach unten gezogene Einlauftauchwände die Geschwindigkeiten der Sohlströmung vermindert haben. Bei großen Einlauföffnungen kann nicht von einem uniformen Zuflußprofil ausgegangen werden. Die Strömung konzentriert sich in Sohlnähe und - wie in Laborexperimenten beobachtet wurde - bewirkt, daß im oberen Teil der Einlauföffnung sogar Umgebungsfluid in den Einlauf angesaugt wird (Krebs, 1991b; McCorquodale und Zhou, 1993). Der effektiv in das Absetzbecken gelangende Volumenstrom steigt dadurch im Vergleich zum Nominalzufluß an und verkehrt so die eigentliche Absicht, mit der hohen Einlauföffnung eine geringe Geschwindigkeit zu induzieren, ins Gegenteil.

Ein Ansatz zur Optimierung von tiefliegenden Einläufen (Krebs, 1989) beruht auf der Minimierung der gesamten durch den Zufluß eingetragenen Energie, die sich aus kinetischer und potentieller Energie zusammensetzt. Gemäß der Definitionsskizze in Abb. 10 wird von einem Einlauf mit Tauchwand ausgegangen, der einen Einlaufquerschnitt an der Sohle definiert. Die gesamte Energie ist dann minimal, wenn die densimetrische Froudezahl $\mathbf{F'}_0$ im Einlauf

$$\mathbf{F}_0' = \frac{U_0}{\left(g' H_0\right)^{1/2}} \tag{2}$$

gleich 1 ist. Die verwendeten Symbole bedeuten $g' = g \cdot \Delta\rho/\rho$, $\Delta\rho$ = Dichtedifferenz zwischen Zufluß und Klarwasser, g = Gravitationskonstante, H_0 = Öffnungshöhe des Einlaufs, ρ_0 = Dichte des Zuflusses und U_0 = Zuflußgeschwindigkeit. Daraus ergibt sich die optimale Höhe H_{0m} mit minimaler Einlaufenergie zu

$$H_{0m} = \left(\frac{q_0^2}{g'} \right)^{1/3} . \qquad (3)$$

Zusätzlich zur Optimierung der vertikalen Position kann eine Vorrichtung zur Energiedissipation im unmittelbaren Anschluß an die Einlauföffnung vorgesehen werden.

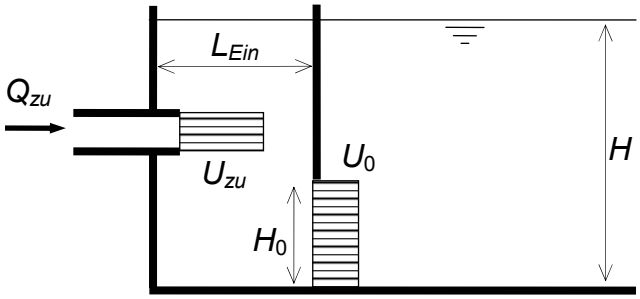


Abbildung 10 Definitionsskizze für die Optimierung tiefliegender Einläufe.

Der Ansatz aus Gl. (3) läßt sich für Rechteck- und für Rundbecken gleichermaßen anwenden. Die optimale Einlaufhöhe steigt mit größeren Werten für die Zuflußgeschwindigkeit, wird hingegen kleiner mit zunehmender Konzentration im Zufluß. Die optimale Einlaufhöhe ist somit von der Beschickung abhängig und müßte eigentlich für jeden Betriebszustand angepaßt werden. Es wird empfohlen, die Dimensionierung auf den maßgebenden Belastungszustand - den Regenwetteranfall - auszurichten, was zum größten Wert für die optimale Öffnungshöhe führt. Für den Trockenwetterzustand ist dann die Öffnungshöhe zwar etwas zu groß, das Strömungsfeld reagiert aber nicht allzu sensitiv auf eine Abweichung in dieser Größenordnung.

Der Ansatz geht davon aus, daß der Einlauf an der Sohle liegt, daß also ein Saugräumsystem vorhanden ist oder daß der Schlammtrichter nicht direkt beim Einlauf angebracht ist. Liegt der Schlammtrichter beim oder gar unter dem Einlauf, so stellt sich die Situation etwas anders dar. Das ganze Einlaufbauwerk muß angehoben und - um eine Kurzschlußströmung vom Einlauf in den Rücklauf zu vermeiden - durch eine horizontale Platte vom Schlammtrichter getrennt werden. Das Trennblech sollte von der Sohle aus um etwas mehr als die Höhe der Räumbalken erhöht sein.

Der Optimierungsansatz in Gl. (3) basiert auf der Annahme, daß ein sehr niedriger oder gar kein Schlammspiegel vorhanden ist. Beobachtungen in situ (Deininger, 1997) und numerische Simulationen (Lakehal *et al.*, subm.) haben gezeigt, daß sich bei einem ausgebildeten Schlammbett, die Hauptströmung an dessen oberem Rand (also nicht an der Sohle) ausbildet. Die Frage ist noch ungeklärt, ob sich eine Einleitung des Zuflusses ins Schlammbett kontraproduktiv auswirkt oder nicht. Auf der einen Seite steht die Befürchtung, daß das Schlammbett dadurch aufgewirbelt wird, auf der anderen Seite die Hypothese, daß durch das Einleiten des Zuflusses in Bereiche hoher Konzentrationen feine Partikel, die sonst merklich zur Ablauftrübung beitragen würden, aus der Durchströmung herausgefiltert werden. Otterpohl und Freund (1992) haben dazu die Beobachtung gemacht, daß die Konzentration nicht absetzbarer Partikel (Mikroflocken; vgl. Kap. 2) im Nachklärbecken abnimmt, wenn die Schlammkonzentration im Belebungsbecken höher ist. Dies kann als "Filter-Effekt" in einer Umgebung hoher Konzentration interpretiert werden, die sich ähnlich auch einstellt, wenn der Einlauf ins Nachklärbecken durch das Schlammbett geleitet wird. Bretscher *et al.* (1984) haben in einem ihrer Versuche das untere Ende der Einlauftauchwand so tief gelegt, daß der Zufluß den oberen Teil des Schlammtrichters durchströmen mußte, und haben eine Verminderung der Ablaufkonzentration festgestellt.

Mit numerischen Simulationen wurden die Auswirkungen von unterschiedlichen Einlaufpositionen auf das Strömungsfeld untersucht (Krebs *et al.*, 1996; s.a. Wiener Mitt. Band 137). Dabei zeigte sich, daß der gemäß den oben angeführten Kriterien optimierte Einlauf die geringsten Maximalgeschwindigkeiten und Einmischungsraten, also die Sohlströmung mit dem geringsten Volumenstrom verursachte.

4.1.4 Flockung

Grundsätzlich sollten die Flocken, die sich im Belebungsbecken gebildet haben, nicht zerstört werden. Darüber hinaus wird angestrebt, das Flockungspotential des Schlamms aktiv zu nutzen, indem das Einlaufbauwerk als Flockungsreaktor betrachtet wird. Für die Dimensionierung wird vom mittleren Schergradienten, dem G-Wert (Gl. 1) ausgegangen. Das Einlaufvolumen V_{Ein} kann nun so dimensioniert werden, daß der G-Wert und die Aufenthaltszeit bei einem bestimmten Betriebszustand einen angestrebten Wert annehmen.

Empfehlungen für die Wahl des optimalen *G*-Wertes weisen eine relativ große Bandbreite auf, zumal der Flockungsprozeß nicht nur von den "mechanischen" Randbedingungen abhängig ist, sondern auch von der Schlammqualität. Parker *et al.* (1971) bezeichneten Bedingungen im Bereich von G = 30 bis 70 s^{-1} als vorteilhaft, neuere Untersuchungen empfehlen einen eher niedrigeren Bereich von 15 bis 20 s^{-1} als untere Grenze. Wird auf den Trockenwetterfall dimensioniert, sollte ein *G*-Wert aus dem unteren Bereich angestrebt werden, damit bei Regenwetter die Schergradienten nicht zu hoch werden und zum Abscheren der Flocken führen. Umgekehrt, wenn die Dimensionierung auf den Regenwetteranfall ausgerichtet wird, sollte dafür ein *G*-Wert in der Größenordnung von 50 s^{-1} vorgesehen werden, damit sich auch bei niedrigen Zuflüssen noch eine flockungsfördernde Turbulenz einstellt.

Aufgrund von Labor- und Großversuchen haben Wahlberg *et al.* (1994b) eine Aufenthaltszeit θ_{Ein} im Einlaufbauwerk von 20 min bei mittlerem Trockenwetterzufluß Q_{mTW} vorgeschlagen. Dabei ist der gesamte Zufluß zum Nachklärbecken inklusive Rücklauf in Betracht zu ziehen, also $Q(1+R)$. Damit läßt sich das Einlaufvolumen V_{Ein} einfach mit

$$V_{Ein} = Q_{mTW}(1+R)\theta_{Ein} \tag{4}$$

berechnen.

In den USA werden Rundbecken schon seit längerem mit einem Flockungsbereich im Einlauf (flocculation well) ausgestattet. Der Flockungsbereich ist durch eine Tauch- oder eine Schlitzwand vom Sedimentationsbereich des Nachklärbeckens abgetrennt (Abb. 11). Der zur Flockung notwendige Energieeintrag wird meist durch die Zuflußstrahlen induziert, es ist allerdings auch möglich durch die Bewegung der Räumerarme und daran befestigter Störkörper den Eintrag von Schergradienten zu fördern. Kalbskopf und Herter (1984) haben für ein Rechteckbecken eine Flockungskammer mit zwei gegeneinander rotierenden, horizontalachsigen Paddeln ausgerüstet (Abb. 12). Durch Umdrehungszahlen von 1.4 oder 2.8 min^{-1} wurde stets ein *G*-Wert zwischen 30 und 60 s^{-1} eingehalten. Durch den Betrieb der Paddel konnte der Wirkungsgrad des Beckens generell gesteigert werden.

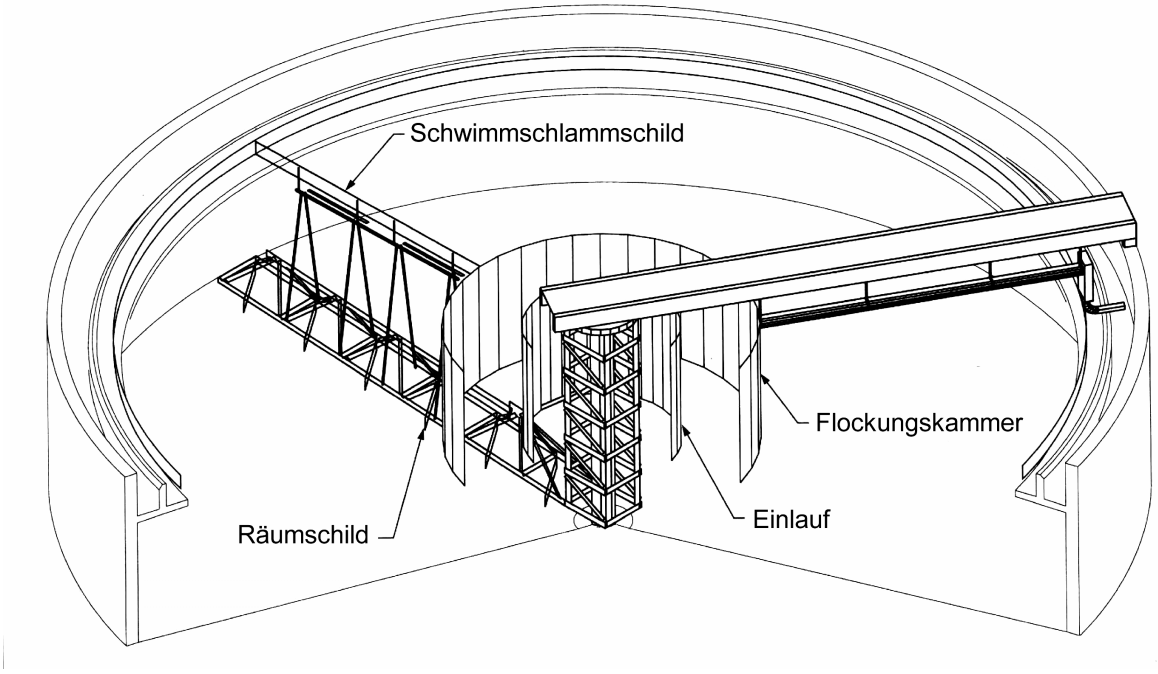


Abbildung 11 Flockungskammer in einem Rundbecken (aus Ekama *et al*., 1997).

Eine andere Option zur Flockungsanregung im vorderen Beckenteil haben Okuno und Fukuda (1982) vorgeschlagen. Drei Lochwände (Abb. 13) führen zu wiederholtem Induzieren von Schergradienten und dadurch zur Flockungsunterstützung. Zwischen den Lochwänden wurde der Schlamm quer zur Hauptströmungsrichtung durch Schildräumer in seitlich angebrachte Schlammtrichter transportiert. Es wurden zwei Werte für den Lochflächenanteil in den Wänden (0.4 und 0.05) untersucht. Der kleinere Wert hat zu besseren Wirkungsgraden des Beckens geführt und zu mehr Betriebsstabilität auch bei hohen hydraulischen Belastungen.

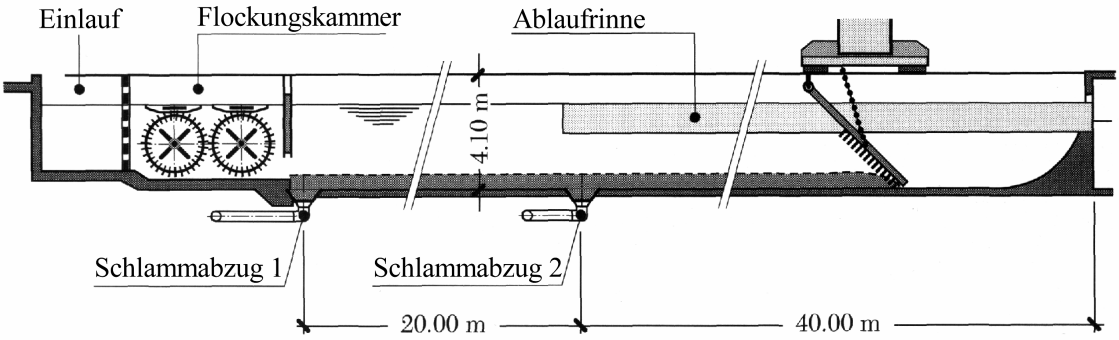


Abbildung 12 Einlaufbauwerk mit Flockungskammer und horizontalachsigen Paddeln in einem Rechteckbecken (Kalbskopf und Herter, 1984).

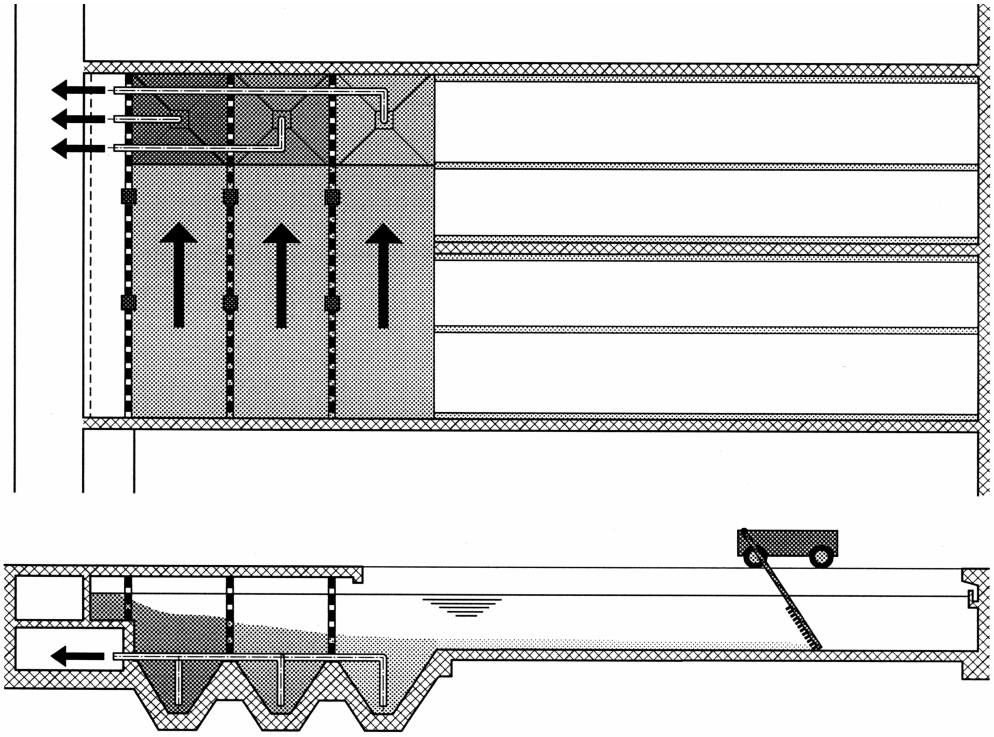


Abbildung 13 Einlaufbauwerk mit Lochwänden zur Flockungsanregung und Schlammräumung quer zur Hauptströmungsrichtung (Okuno und Fukuda, 1982).

4.2 Ablauf

4.2.1 Position

Sowohl für Rechteck- als auch für Rundbecken gibt es zwei grundsätzlich verschiedene Anordnungen der Ablaufrinnen:

- eine Entnahme am Ende resp. an der Peripherie des Beckens, um die Ablaufregion weit weg vom Einlauf zu legen,
- eine möglichst großflächige Entnahme durch längs resp. radial gerichtete Rinnen oder durch mehrere Querrinnen resp. mehrere konzentrische Rinnen, um die Sogwirkung des Ablaufs zu minimieren.

Ein Vergleich dieser zwei typisierten Ablaufanordnungen für längsdurchströmte Rechteckbecken wurde im Rahmen der letztjährigen Tagung präsentiert (Wiener Mitt. Band 137: Krebs, 1997). Mit numerischen Simulationen wurde gezeigt, daß sich beim Ablauf über der Endwand ein durchgehendes, vorwärtsgerichtetes Strömungsgebiet mit mehr als doppelter Vertikalgeschwindigkeit an der

Endwand ausbildet, während sich beim Ablauf an der Oberfläche Fließwege und -zeiten vom Einlauf in den Ablauf verlängern. Die Längsrinne darf dabei aber nicht bis zur Endwand gezogen werden, da dort die bei hohen Belastungen an der Endwand in die Vertikale umgelenkte Strömung vermehrt Schlamm in die Ablaufrinnen treiben könnte. Die Längsrinne sollte sich ebensowenig bis in die Einlaufzone erstrecken, da in diesem Fall bei pulsartiger Zuflußcharakeristik ein Kurzschluß in den nahen Ablauf möglich wäre. Die Ablauflänge muß demnach einen Kompromiß zwischen langem Fließweg und Vermeidung der gefährlichen Nähe zum Einlauf darstellen.

Genauso gilt für runde Becken, daß sich die Ablaufrinne ohne begleitende Maßnahmen (s. Kap. 4.2.2) nicht an der Peripherie befinden sollte, da sich dieselben Mechanismen abspielen wie an der Endwand des Längsbeckens. Es wird denn auch empfohlen, konzentrische Rinnen nach innen zu versetzen (z.B. Ekama *et al*., 1997).

4.2.2 "Baffles"

Durch die Aufwärtsströmung am Ende resp. an der Peripherie des Beckens kann der Ablauf, sofern er am oberen Ende dieser Wand angebracht ist, signifikant getrübt werden. Neben der Option, die Ablaufrinne nicht an dieser Stelle anzuordnen, gibt es auch die Möglichkeit, den Aufwärtsstrom zu brechen. Derartige Installationen wurden für Rundbecken entwickelt, können aber sinngemäß auch beim Rechteckbecken die Situation verbessern.

Eine Umlenkplatte bewirkt, daß der Aufwärtsstrom wieder in den Sedimentationsbereich zurückgelenkt wird, bevor er die Ablaufrinne erreicht (Abb. 14a, Crosby, 1980). Der "Crosby Baffle" ist von der Wand weg nach unten geneigt, um Ablagerungen auf der Oberseite gering zu halten. Trotz dieser Neigung muß die obere Seite der Platte regelmäßig gereinigt werden. Wird die schräge Platte zu tief angebracht kann sie nutzlos oder - wenn die Sohlströmung wegen eines hohen Schlammbetts auf die obere Seite der Platte trifft - gar kontraproduktiv werden. Crosby empfiehlt deshalb, das untere Ende der Platte nicht tiefer zu legen als 0.9 m oder 1/3 der Wassertiefe unter die Wasseroberfläche.

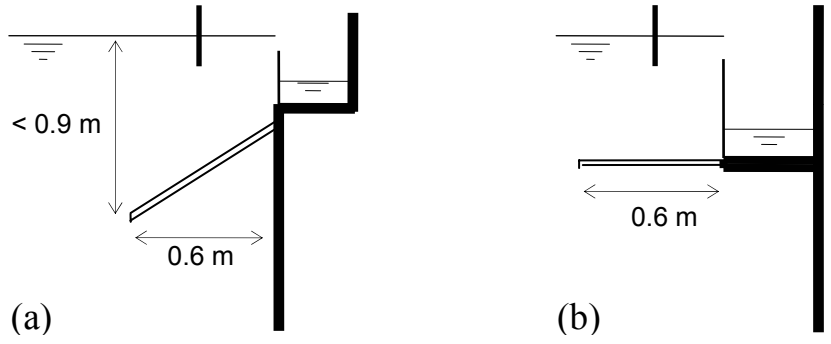


Abbildung 14 Umlenkplatten, die eine Aufwärtsströmung an der peripheren Wand (resp. Endwand) brechen: a) "Crosby Baffle" (Crosby, 1980), b) "Black and Veach Baffle" (Stukenberg *et al*., 1983).

Bei Stukenberg *et al*. (1983) wird davon ausgegangen, daß die periphere Ablaufrinne in das Becken ragt. Ihre Umlenkplatte wurde in die Aufhängekonstruktion integriert. Sie besteht lediglich in einer Verlängerung der Rinnensohle um 0.6 m ins Beckeninnere (Abb. 14b). Bei dieser Anordnung ist die periodische Reinigung noch wichtiger als beim "Crosby Baffle", da sich Ablagerungen sehr nahe beim Überfall in die Rinne befinden.

4.3 Schlammräumung und -rückführung

4.3.1 Räumsysteme

Für Längsbecken gibt es die drei Räumsysteme Schildräumer (heute nicht mehr installiert), Kettenräumer und Saugräumer, die sich mit der oder gegen die Hauptströmung bewegen. Im querdurchströmten Becken gibt es nur die Möglichkeit einen (oder mehrere) Saugräumer zu installieren, der im Unterschied zum Längsbecken quer zur Hauptströmungsrichtung verläuft. Für Längen über 40 m werden von der ATV (1991) 2 Saugräumer empfohlen.

Im Rundbecken sind verschiedene Varianten der Saugräumung und Schildräumer im Gebrauch. In den USA ist ein Saugräumsystem üblich, bei dem ein radiales, gelochtes Rohr an der Sohle den Rücklauf abzieht (Abb. 15). Der abgezogene Schlamm wird in diesem Rohr horizontal - also stets unter Druck - in die Rücklaufleitung gebracht. Damit entfällt einerseits das Problem möglichen Unterdruckes, andererseits muß wegen der Rotation dieses Räumrohres ums Beckenzentrum ein Drehgelenk gedichtet werden.

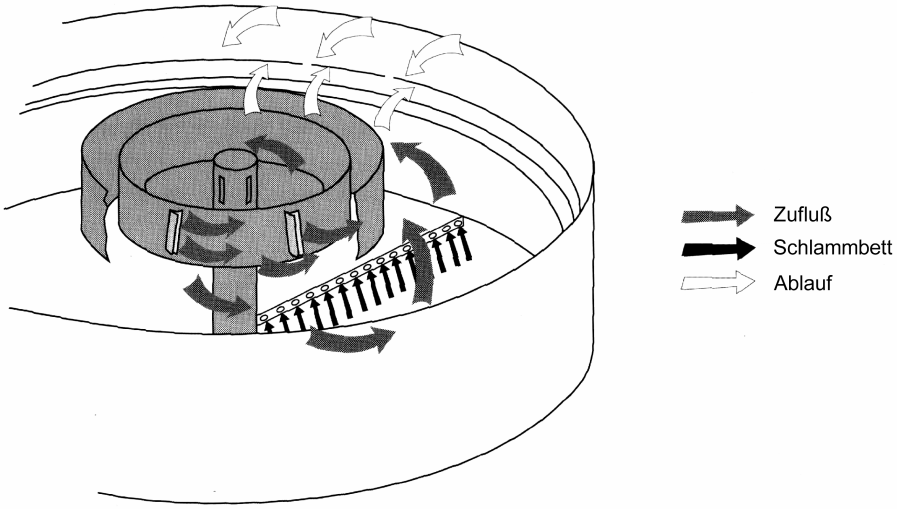


Abbildung 15 Gelochtes Rohr als Saugräumer (aus Ekama *et al.*, 1997).

Die Streitfrage, ob der Saugräumung oder der Schildräumer (Rundbecken) resp. der Kettenräumer (Rechteckbecken) die bessere Lösung sei, ist fast so populär wie die Frage, ob Rund- oder Rechteckbecken leistungsfähiger seien. Die ATV (1991) schlägt für Saugräumer einen höheren Verdünnungsfaktor vor, d.h. er wird als weniger effizient eingeschätzt. Wahlberg *et al.* (1993a) fanden dagegen, daß in einem Rundbecken bei gleichen Bedingungen die Saugräumung zu einem niedrigeren Schlammspiegel und zu einer niedrigeren Ablaufkonzentration führt als die Schildräumung.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Systemen besteht darin, daß beim Saugräumer der Schlamm da aus dem Becken entfernt wird, wo er sich abgesetzt hat, während bei Schild- und Kettenräumern eingedickter Schlamm der Sohle entlang transportiert werden muß. Durch diesen Transport besteht eher die Möglichkeit, daß an sich bereits abgesetzter Schlamm in die Strömung resuspendiert wird, insbesondere dann, wenn der Schlammtransport der Sohlströmung entgegenläuft. Beide Systeme bewirken aber gleichermaßen, daß das Schlammbett periodisch aufgelockert und zum Fließen gebracht wird, was die Räumung unterstützt (Lakehal *et al.*, subm.).

4.3.2 Lage des Schlammtrichters

In Europa wird der Schlammtrichter bei Rechteckbecken üblicherweise beim Einlauf angebracht. Damit wird beabsichtigt zu verhindern, daß der Volumenstrom der Hauptströmung zu stark anwächst. Das Fließschema, das dieser Idee zugrunde liegt, ist allerdings zu stark vereinfacht: es wird davon ausgegangen, daß nur derjenige Volumenstrom, der das Becken über die Ablaufrinne gereinigt verläßt, das Becken durchströmt. Das impliziert allerdings, daß der Rücklaufvolumenstrom nicht im Sedimentationsbereich erscheint und damit zwangsläufig einen Kurzschluß in den Rücklauf bildet, und daß das Räumsystem keinen Volumenstrom in Richtung des Schlammtrichters erzeugt. In Tat und Wahrheit bildet nur ein Teil des Zuflusses einen Kurzschluß in den Rücklauf und zudem wird Umgebungswasser in die Vorwärtsströmung eingemischt. Insbesondere bei hoher Belastung entspricht resp. übersteigt der Volumenstrom der Sohlströmung den Zufluß-Volumenstrom bis mindestens zur Beckenmitte (Krebs, 1997).

Die einlaufseitige Anordnung des Schlammtrichters hat im Betrieb Nachteile, die darauf zurückzuführen sind, daß die Räumung der Hauptströmung entgegenläuft und die Geschwindigkeitsgradienten erhöht werden. Dadurch wird die Räumung behindert (besonders im Einlaufbereich, wo die Geschwindigkeiten am höchsten sind) und die Resuspension von Flocken aus dem Schlammbett gefördert.

Ein Schlammtrichter am Ende des Beckens (Gould Tank Typ I, Abb. 16a) reduziert diese Nachteile. Der abgesetzte Schlamm wird nun mit der Hauptströmung transportiert und die Wahrscheinlichkeit, daß Flocken abgeschert werden, geringer. Der Nachteil dieser Anordnung besteht darin, daß hohe Schlammkonzentrationen in den Ablaufbereich gebracht werden und dadurch die Gefahr des Austrages von Schlamm bei dynamischen Belastungen steigt. Wahlberg *et al.* (1993b) dokumentieren Untersuchungen, in denen Nachklärbecken dieses Typs bis zu sehr hohen hydraulischen Flächenbeschickungen betrieben werden konnten.

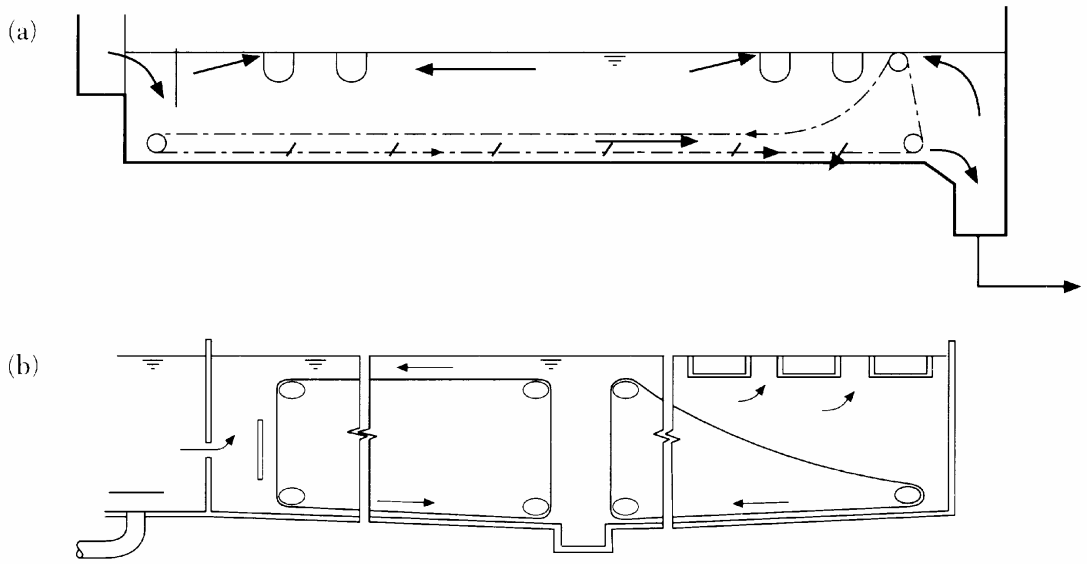


Abbildung 16 a) Gould Tank Typ I mit Schlammtrichter am Ende des Beckens; b) Gould Tank Typ II mit Schlammtrichter im mittleren Bereich des Beckens und zwei unabhängigen, gegenläufigen Kettenräumern.

In relativ langen Becken, ab ca. 40 m, kann der Schlammtrichter im Bereich der Beckenmitte angebracht werden (Gould Tank Typ II, Abb. 16b; z.B. Wilson und Balloti, 1988). Es werden dann zwei gegenläufig orientierte Kettenräumsysteme nötig. Im Bereich mit hohen Konzentrationen und hohen Energien transportiert der vordere Räumer den Schlamm mit der Sohlströmungsrichtung, im Bereich geringerer Konzentrationen der hintere Räumer gegen die Strömungsrichtung. Dieses System vermeidet die Nachteile der Trichterpositionen am Beckenanfang (Scherung, Erosion, Kurzschluß) oder am Beckenende (hohe Konzentrationen im Ablaufbereich). Zusätzliche Vorteile sind die verkürzten Transportdistanzen und die gesteigerte Flexibität. Die beiden Kettenräumsysteme können unabhängig voneinander in bezug auf Räumgeschwindigkeit und Räumbalkenhöhe optimiert werden. Schließlich können auch mehrere Stellen vorgesehen werden, an denen Schlamm abgezogen wird (vgl. Abb. 12, Kalbskopf und Herter, 1984).

4.3.3 Rücklauf

Für die Rücklaufregelung kann kein allgemeingültiges Konzept empfohlen werden. Die Zielsetzung ist meistens vom Betrieb im Belebungsbecken her vorgegeben. Die Auswirkungen auf das Nachklärbecken sind geprägt durch dessen Speicherkapazität, die Absetz- und Eindickeigenschaften des Schlamms sowie die Strömungscharakteristika.

Wird der Rücklaufvolumenstrom konstant belassen, hat dies bei einsetzendem Regenwetteranfall eine relativ hohe Schlammverlagerung vom Belebungsbecken ins Nachklärbecken zur Folge, bedingt also eine hohe Speicherkapazität des Nachklärbeckens. Andererseits ist der Schlammfluß ins Nachklärbecken gering infolge der niedrigeren Schlammkonzentration im Nachklärbecken-Zufluß und des relativ niedrigen Rücklaufvolumenstroms.

Für den Fall eines gesteuerten Rücklaufs soll hier darauf hingewiesen werden, daß eine Steigerung des Rücklaufvolumenstroms nicht unmittelbar eine lineare Steigerung der entsprechenden Fracht nach sich zieht und daß die hydraulische Belastung des Nachklärbeckens steigt. Vorerst werden geringere Boden- resp. Rücklaufkonzentrationen erzielt und durch zunehmenden Kurzschlußanteil der Rücklauf weiter verdünnt. Es stellt sich allmählich durch Schlammverlagerung und erhöhtes Schlammbett ein neuer Gleichgewichtszustand ein. Die entsprechende Rücklaufkonzentration ergibt sich aus der Bilanz der Volumenströme im Zufluß und im Rücklauf.

4.4 Einbauten

Die Auswirkungen der Dichteeffekte können durch eine adäquate Gestaltung resp. Anordnung von Ein- und Ablauf zwar gedämpft, nicht aber zum Verschwinden gebracht werden. Einbauten im Sedimentationsbereich sind ein Mittel, um unerwünschte Erscheinungen wie Kurzschlußströmung vom Einlauf zum Ablauf weiter einzudämmen und allenfalls die Funktionsweise des Nachklärbeckens zu verändern. Massive Zwischenwände übernehmen die Funktion einer Strömungsbremse oder bewirken eine Serienschaltung einzelner Beckenteile, Lochwände fördern wiederholt die Strömungsverteilung und die Flockung. Wände im Sedimentationsbereich sind in der Praxis wenig erprobt.

4.4.1 Feste Zwischenwände

Niedrige und hohe Zwischenwände beeinflussen die Vorgänge in Nachklärbecken auf unterschiedliche Weise:

- Eine niedrige Zwischenwand bricht oder bremst die Sohlströmung.
- Eine Zwischenwand, die höher ist als die mittlere Wassertiefe, unterteilt das Nachklärbecken in zwei Teilbecken, die in Serie geschaltet sind.

Niedrige Zwischenwände oder Strömungsbremsen wurden für Rundbecken von Crosby (1984), Schlegel (1989) und Bretscher *et al.* (1992) beschrieben, für Rechteckbecken von Bretscher und Hager (1990) und Krebs (1991b). Niedrige Wände erfüllen ihren Zweck vor allem unter Trockenwetterbedingungen relativ gut (s. Abb. 17). Die Sohlströmung wird abgeblockt, das Schlammbett entwickelt sich vorwiegend vor der Wand und nach der Wand herrscht ein ziemlich ausgeglichenes Geschwindigkeitsfeld, da sich keine Dichteströmung mehr ausbilden kann. Unter Regenwetterbedingungen können die Vorteile entfallen weil bei einer Schlammverlagerung vom Belebungs- ins Nachklärbecken das Schlammbett sehr bald die Zwischenwand übersteigen und in der zweiten Beckenhälfte eine erneute Dichteströmung auslösen kann (Abb. 17b), die der niedrigen Wandhöhe wegen relativ schwach ausgebildet ist.

Bei einer hohen Zwischenwand ist der Betrieb in der ersten Beckenhälfte unabhängig von den Vorgängen im zweiten Teil. Krauth und Zahnder (1987) haben ein Becken untersucht, das auf der Serieschaltung beruht. Weitere Diskussionen zu hohen Zwischenwänden liegen vor von Schlegel (1990), Krebs (1991b) und Bretscher *et al.* (1992). Bei Trockenwetterbelastung und ausreichend dimensioniertem ersten Beckenteil gelangen nur sehr geringe Konzentrationen an suspendierten Stoffen über die Zwischenwand, die im zweiten Teil unter ausgeglichenen Strömungsbedingungen sedimentieren können. Wird bei hoher Belastung viel Schlamm vom Belebungsbecken her verlagert, so muß dieser im ersten Beckenteil gespeichert werden können. Steigt der Schlammspiegel über die Oberkante der Zwischenwand hinaus, so wird im Anschluß an die Wand eine ausgeprägte Dichteströmung ausgelöst, welche die Ablaufqualität binnen kurzer Zeit stark beeinträchtigt. Krebs (1991b) korreliert Überlastungsfälle des mit einer hohen Zwischenwand ausgerüsteten Nachklärbeckens der Kläranlage Altenrhein, Schweiz, mit der Schlammvolumenbeschickung bezogen auf den ersten Beckenteil (der Rücklaufanteil aus dem zweiten Beckenteil muß mit einbezogen werden). Die Grenzbelastung lag für das untersuchte Becken bei ca. 1100 $l/(m^2 \cdot h)$, bei höherer Belastung verschlechterte sich die Ablaufqualität abrupt.

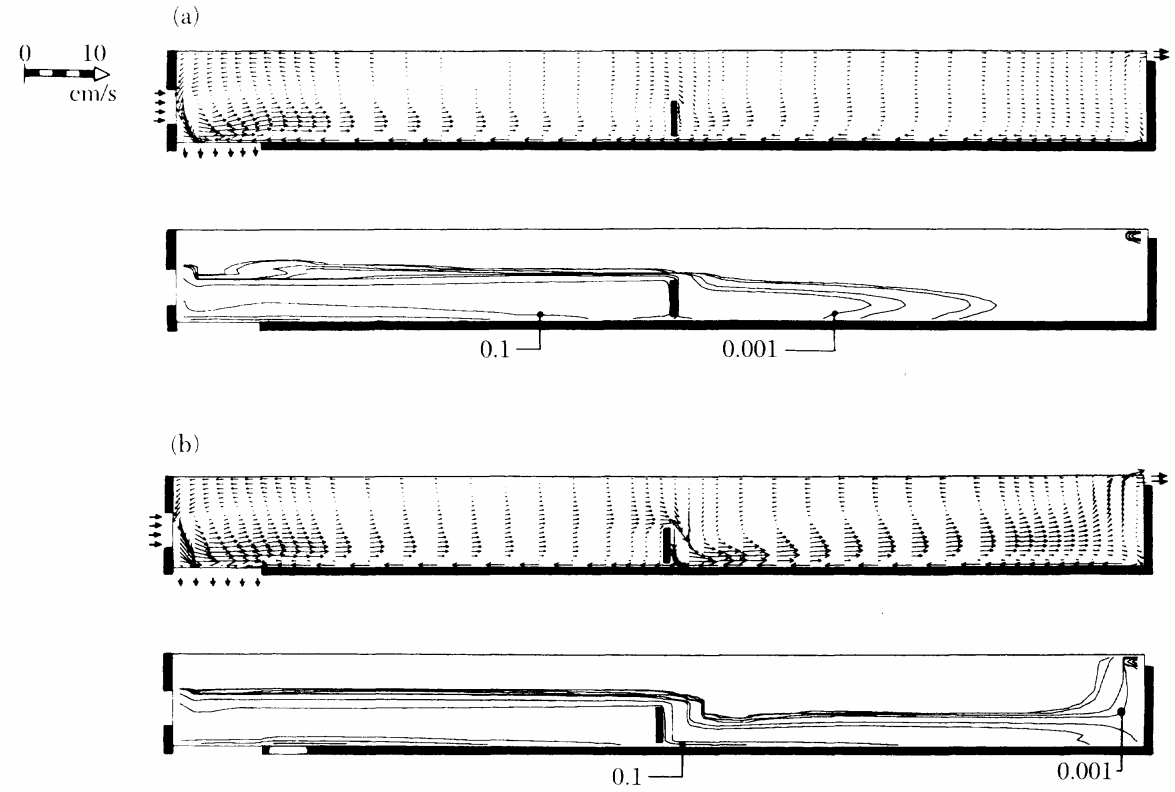


Abbildung 17 Numerische Simulation der Strömungs- und Konzentrationsfelder in längsdurchströmten Nachklärbecken mit einer massiven Zwischenwand (Krebs, 1991b): a) Trockenwetterbelastung, b) Regenwetterbelastung.

Für hohe und niedrige Zwischenwände können die Nachteile der Verfrachtung von Belebtschlamm in den zweiten Beckenteil gedämpft werden, wenn im Anschluß an die Wand eine Tauchwand bis in die Nähe der Sohle runtergezogen wird (Bretscher *et al.*, 1992; Bretscher 1997). Durch diese Konstruktion wird der selbe Effekt angestrebt wie mit einem tiefliegenden Einlauf. Bei üblichen Belastungsschwankungen können also niedrige Zwischenwände empfohlen werden, die als Strömungsbremse ausgebildet sind, bei geringen Belastungsschwankungen und verläßlicher Schlammqualität können allenfalls auch hohe Zwischenwände vorgesehen werden.

4.4.2 Lochwände

Die Vorteile von Loch- oder Schlitzwänden zur Zuflußverteilung (Wiegmann und Müller-Neuhaus, 1951; Knop, 1952), zur Flockungsförderung (Okuno und Fukuda, 1982; Watanabe und Fukui, 1990) und auch zur Verwendung im Sedimentationsbereich (Esler und Miller, 1986) wurden vor geraumer Zeit erkannt. Durch den Staueffekt wird vor der Lochwand das Strömungsprofil

ausgeglichen, durch die einzelnen Lochstrahlen werden nach der Wand Schergradienten induziert, welche die Flockung beeinflussen. Um ausgeprägte Dichteeffekte als Folge großer Differenzen der Schlammbetthöhen vor und nach der Wand zu vermeiden, müssen mehrere Lochwände vorgesehen werden (vgl. letztjährige Tagung; Wiener Mitt. Band 137).

Ein Dimensionierungsansatz zur Vorgabe des Perforationsanteils und der Lochdurchmesser im Hinblick auf den Strömungsausgleich und die Flockungsanregung (Krebs *et al*., 1992) bezieht die folgenden Kriterien mit ein:

- Die freien Strahlen (Jets) aus den einzelnen Löchern müssen auch bei minimaler Belastung turbulent sein.
- Die Geschwindigkeitsgradienten (*G*-Wert), die durch die Lochstrahlen verursacht werden, müssen in einem flockungsfördernden Bereich liegen.
- Die Lochdurchmesser sollten im Hinblick auf Unterhalt und Verstopfungsgefahr im Minimum 5 cm betragen und nicht größer sein als 10 cm, da die Strahllänge mit dem Lochdurchmesser linear zunimmt und damit die Flockungszone auf Kosten der Sedimentationszone zu viel Raum einnehmen würde.

Aus diesem Verfahren resultieren Lochflächenanteile, die für längsdurchströmte Rechteckbecken typischerweise in der Größenordnung von 5% liegen, was gut übereinstimmt mit dem von Okuno und Fukuda (1982) für nützlich befundenen Wert für ihre Einlauf-Lochwände.

Durch Untersuchungen in einer Pilotanlage (Baumer, 1996; Baumer *et al*., 1996) wurde neben einem grundsätzlich verbesserten Wirkungsgrad durch Lochwände auch eine verbesserte Stabilität der Ablaufkonzentration bei dynamischer Belastung nachgewiesen (vgl. Wiener Mitt. Band 137).

4.4.3 Räumung bei Wänden im Sedimentationsbereich

Durch Wände im Sedimentationsbereich entstehen Probleme bei der Räumung. Rundbecken mit Saugräumern und querdurchströmte Rechteckbecken mit Saugräumern bieten keine Probleme, da die Räumung parallel zu den Wänden erfolgt und die Kammern individuell geräumt werden. Bei längsdurchströmten Rechteckbecken mit Kettenräumern und Rundbecken mit Schildräumern müßte

der abgesetzte Schlamm hingegen “durch die Wände hindurch” in Richtung Schlammtrichter transportiert werden.

Für Längsbecken mit Kettenräumer wurden die Möglichkeiten getestet, den Räumer durch eine freie Öffnung unter der Wand passieren zu lassen (Bretscher, 1997) oder die Durchlaßöffnung durch eine flexible Gummilappe zu verschließen, wenn kein Räumer oder Räumbalken in der Nähe ist (Baumer *et al*., 1995).

Wird der Räumerdurchlaß stets offen belassen, kann sich in diesem Querschnitt eine Vorwärtsströmung ausbilden, wenn zu wenig Gegendruck durch den Räumvorgang besteht. Dabei können erhebliche Schlammassen vom Trichter weg transportiert werden und ein hohes Schlammbett bilden. Andererseits wird der Räumvorgang bei der Passage der Wand nicht behindert. Für diese Anordnung wäre die Lage des Schlammtrichters in Beckenmitte oder am Beckenende von großem Vorteil.

Der flexible Gummilappen vor der Durchlaßöffnung verhindert, daß Schlamm im Becken unnötig gegen den Ablaufbereich hin transportiert wird. Im Gegenzug wird auch der Schlammtransport durch die Wand behindert. Dieses System eignet sich entsprechend besser, wenn der abgesetzte Schlamm nicht transportiert werden soll, was bei Saugräumern der Fall ist.

Generell kann ausgesagt werden, daß die Installation von Zwischen- und Lochwänden eine adäquate Räumung erfordert. Anzustreben ist eine individuelle Räumung aus jeder Kammer. Für Längsbecken wurde von Okuno und Fukuda (1982) ein speziell für derartige Konfigurationen abgestimmtes Räumsystem entwickelt, indem die Kammern zwischen den Lochwänden quer zur Hauptströmungsrichtung in seitlich gelegene Schlammtrichter geräumt werden (s. Abb. 13).

5 Folgerungen

Mit Tests zu Flockung und Strömung im Nachklärbecken lassen sich die Ursachen für die ungenügende Leistung eines Nachklärbeckens eingrenzen, um durch angepaßte Gestaltung einzelner Bauwerksteile gezielt Gegenmaßnahmen ergreifen zu können.

Bei dem **Einlauf** kann durch die richtige Positionierung die gesamte Zuflußenergie minimiert, durch die Lage der tiefgezogenen Einlauftauchwand ein Flockungsreaktor definiert und durch Dissipationsvorrichtungen die Geschwindigkeit der Sohlströmung vermindert werden.

Der **Ablauf** sollte bei längsdurchströmten Rechteckbecken nicht über der Endwand, bei Rundbecken nicht über der peripheren Wand angebracht werden, da dies vor allem bei erhöhter Belastung die Ausbildung einer Kurzschlußströmung vom Einlauf in den Ablauf fördert. Die Rinnen sollten entweder mindestens um die Wassertiefe von der entsprechenden Wand entfernt sein oder aber durch Vorrichtungen, welche die Aufwärtsströmung ins Becken zurücklenken, geschützt werden.

Durch die **Schlammräumung** und den Zufluß können im Anschluß an den Einlauf Zonen mit gegenläufiger Strömung entstehen. Dadurch wird die Schlammräumung behindert und die Verdünnung des Rücklaufs gefördert. Die bauliche Trennung von Zulauf und Rücklauf („Trennblech“) und in Rechteckbecken die Anordnung des Schlammtrichters im Sedimentationsbereich schaffen Abhilfe.

Durch **Einbauten** im Sedimentationsbereich kann die Strömungscharakteristik grundsätzlich verändert werden. Undurchlässige Zwischenwände brechen die Sohlströmung, bergen aber bei stark schwankenden Belastungen die Gefahr, daß das Schlammbett im ersten Beckenteil über die Zwischenwand steigt, im zweiten Beckenteil eine Dichteströmung auslöst und die Ablaufqualität verschlechtert. Lochwände gleichen wiederholt die Geschwindigkeitsverteilung aus und fördern die Flockung. Sie erfordern aber eine aufwendige Anpassung des Räumsystems.

Bevor die beschriebenen Maßnahmen in Nachklärbecken umgesetzt werden, sollten Vorversuche zur Abklärung der Wirksamkeit unter den spezifischen

Umständen der jeweiligen Kläranlage durchgeführt werden. Das einzige aussagekräftige Vorgehen dazu ist der Paralleltest: Ein Becken wird umgebaut und seine Leistung über längere Zeit mit derjenigen des Nachbarbeckens, das in seiner ursprünglichen Form belassen und zuverlässig gleich beschickt wird, verglichen. Werden mehrere Umbauten ins Auge gefaßt, sollten die Vorversuche schrittweise durchgeführt werden, so daß das veränderte Leistungsvermögen den einzelnen Maßnahmen zugeordnet werden kann.

6 Symbole

DSS	Mikroflockenkonzentration (Dispersed Suspended Solids) (g/l)
$\mathbf{F}'_0$	densimetrische Froudezahl im Einlauf (-)
FSS	Makroflockenkonzentration (Flocculated Suspended Solids) (g/l)
G	mittlerer Geschwindigkeitsgradient (s^{-1})
g	Erdbeschleunigung (m/s^2)
g'	$= g \cdot \Delta\rho/\rho$, densimetrische Erdbeschleunigung (m/s^2)
H_0	Einlaufhöhe unter der Tauchwand (L)
H_{0m}	optimierte Einlaufhöhe unter der Tauchwand (L)
P	Leistung ($kg\ m^2/s^3$)
Q	Durchfluß, Abfluß aus dem Nachklärbecken (L^3/T)
q_0	spezifischer Zufluß pro Meter Breite (L^2/T)
Q_{mTW}	mittlerer Trockenwetterzufluß zur Kläranlage (L^3/T)
Q_R	Volumenstrom des Rücklaufs (L^3/T)
R	Rücklaufverhältnis, $= Q_R/Q$ (-)
SVI	Schlammvolumenindex (l/kg)
U_0	Zuflußgeschwindigkeit (L/T)
V	Volumen (L^3)
V_{Ein}	Volumen des Einlaufbauwerks (L^3)
$\Delta\rho$	Dichtedifferenz zwischen dem Zufluß und Klarwasser (kg/m^3)
μ	dynamische Viskosität (kg/(s·m))
θ_{Ein}	mittlere Aufenthaltszeit des Zuflusses im Einlaufbauwerk (T)
ρ_0	Dichte des Zuflusses (kg/m^3)

7 Literatur

Anderson N.E. (1945). Design of settling tanks for activated sludge. *Sewage Works Journal*, **17** (1), 50-63.

ATV (1983). *Abwassertechnik, Band 3: Grundlagen für Planung und Bau von Abwasserkläranlagen und mechanische Klärverfahren*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München.

ATV (1991). Arbeitsblatt A 131 - Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V., Hennef.

Baumer P., Volkart P., Bretscher U. und Krebs P. (1995). Untersuchungen zur Verbesserung der Strömung in den Nachklärbecken der Kläranlage Einsiedeln. *Korrespondenz Abwasser*, **42** (4), 598-612.

Baumer P. (1996). Sanierung und Optimierung von Nachklärbecken mit Hilfe von Einbauten. *Mitteilung* 144, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

Baumer P., Volkart P. und Krebs P. (1996). Dynamic loading tests for final settling tanks. *Water Science and Technology*, **34** (3-4), 267-274.

Bretscher U., Hager W. und Hager W.H. (1984). Untersuchungen über die Strömungs- und Feststoff-Verteilungen in Nachklärbecken. *gwf-wasser/abwasser* **125** (2), 81-90.

Bretscher U. und Hager W.H. (1990). Strömungs- und Absetzverbesserungen bei Nachklärbecken. *Gas-Wasser-Abwasser*, **70** (7), 495-499.

Bretscher U., Krebs P. und Hager W.H. (1992). Improvement of flow in final settling tanks. *J. Environmental Engrg.*, ASCE, **118** (3), 307-321.

Bretscher U. (1997). Einfache Maßnahmen zur Verbesserung von Nachklärbecken. *KA-Betriebs-Info*, **27** (2), 726-729.

Britter R.E und Linden P.F. (1980). The motion of the front of a gravity current travelling down an incline. *J. Fluid Mechanics*, **99** (3), 531-543.

Crosby R. (1980). Secondary clarifier hydraulic improvement project. *Report* EPA 68-03-2782, US Environment Protection Agency.

Crosby R.M. (1984). Hydraulic characteristics of activated sludge secondary clarifiers. *Report* EPA/600/2-84/131, U.S. Environmental Protection Agency.

Dahl C., Larsen T. und Peterson O. (1994). Numerical modelling and measurement in a test secondary settling tank. *Water Science and Technology*, **30** (2), 219-228.

Deininger A. (1997). Geschwindigkeits- und Feststoffverteilung in radial durchströmten Nachklärbecken. *Bericht* 131, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU München.

Ekama G.A., Barnard J.L., Günthert F.W., Krebs P., McCorquodale J.A., Parker D.S. und Wahlberg E.J. (1997). *Secondary settling tanks: theory, modelling, design and operation*. IAWQ Scientific and Technical Report No.6, Int. Assoc. on Water Quality, London, England.

Esler J.K. und Miller T.J. (1986). Full-scale clarifier modifications in New York State. Paper presented at the Annual Winter Meeting, New England, WPCA, Boston.

Fischerström C.N.H., Isgård E. und Larsen I. (1967). Settling of activated sludge in horizontal tanks. *J. Sanitary Engrg. Div.*, ASCE, **93** (SA3), 73-83.

Fitch E.B. und Lutz W.A. (1960). Feedwells for density stabilization. *J. WPCF* **32** (2), 147-156.

Härtel L. und Pöpel H.J. (1992). A dynamic secondary clarifier model including processes of sludge thickening. *Water Science and Technology*, **25** (6), 267-284.

Kalbskopf K.H. und Herter H. (1984). Betriebserfahrungen mit den Absetzbecken der mechanischen und biologischen Stufe des Klärwerks Emschermündung. *gwf-wasser/ abwasser*, **125** (4), 199-206.

Kalman L. (1966). Beitrag zur Messung von Fließgeschwindigkeiten in Klärbecken mit Thermosonden. *Schw. Zeitschrift Hydrologie*, **28** (1), 69-87.

Knop E. (1952). Über den Einfluß der Strömung auf Flockung und Absetzvorgänge in Klärbecken. *Gesundheits-Ingenieur*, **73** (9/10), 157-163.

Krauth K. und Zahnder S. (1987). Zweistufige Nachklärung zur Verminderung des Schwimmschlammes bei Belebungsanlagen mit Nitrifikation. BMFT *Forschungsbericht* 02WA444, Institut für Siedlungswasserbau, Universität Stuttgart.

Krebs P. (1989). Modellierung von Strömungen in rechteckigen Nachklärbecken. *Gas-Wasser-Abwasser*, **69** (11), 718-728.

Krebs P. (1991a). Density currents in final settling tanks. 24th IAHR Conference, *Proc*. pp. A713-A720, Madrid.

Krebs P. (1991b). Modellierung und Verbesserung der Strömung in Nachklärbecken. Schriftenreihe Umwelt Nr.157, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Bern.

Krebs P., Vischer D. und Gujer W. (1992). Improvement of secondary clarifiers efficiency by porous walls. *Water Science and Technology*, **26** (5-6), 1147-1156.

Krebs P., Vischer D. und Gujer W. (1995). Inlet structure design for final clarifiers. *J. Environmental Engrg.*, ASCE, **121** (8), 558-564.

Krebs P., Stamou A.I., García-Heras J.L. und Rodi W. (1996). Influence of inlet and outlet configuration on the flow in secondary clarifiers. *Water Science and Technology*, **34** (5-6), 1-9.

Krebs P. (1997). Nutzung von Modellen für Gestaltung und Betrieb von Nachklärbecken. *Wasser Abwasser Gewässer*, Wiener Mitteilungen Band 137, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien.

Lakehal D., Krebs P. und Rodi W. (subm.). Computing shear flow and sludge blanket in secondary clarifiers. Eingereicht bei *J. Hydraulic Engrg*., ASCE.

Larsen P. (1977). On the hydraulics of rectangular settling basins. *Report* Nr.1001, Dept. of Water Recources Engineering, Lund Institute of Technology, Schweden.

McCorquodale J.A. und Zhou S.P. (1993). Effects of hydraulics and solids loading on clarifier performance. *J. Hydraulic Research*, **31** (4), 461-478.

Okuno N. und Fukuda H. (1982). Analysis of existing final clarifiers and design consideration for better performance. Presented at the first German-Japan Conference on Sewage Treatment and Sludge Disposal, 4./5. Oktober 1982, Tsukuba Science City, Japan.

Otterpohl R. und Freund M. (1992). Dynamic models for clarifiers of activated sludge plants with dry and wet weather flows. *Water Science and Technology*, **26** (5-6), 1391-1400.

Parker D.S., Kaufman W.J. und Jenkins D. (1971). Physical conditioning of activated sludge floc. *J. Water Pollution Control Federation*, **43** (9), 1817-1833.

Pöpel F. und Weidner J. (1963). Ueber einige Einflüsse auf die Klärwirkung von Absetzbecken. *gwf-wasser/abwasser*, **104** (28), 796-803.

Schlegel S. (1989). Modifikation des Nachklärbeckens zur Reduzierung des Feststoffabtriebes. ATV-*Seminar* "Verminderung von Feststoffen im Kläranlagenablauf, 1989, Essen.

Schlegel S. (1990). Untersuchungen zur Absetzleistung bei runden Nachklärbecken. *gwf-wasser/abwasser*, **131** (4), 186-192.

Siegrist H. und Boller M. (1995). Sedimentation. Vorlesungsskript, ETH Zürich.

Stahl J. (1996). Rectangular secondary settling tanks. Nominated Discussion on secondary settling tanks, Workshop, 69th Annual WPCF Conf., Dallas.

Stukenberg J.R., Rodman L.C. und Touslee J.E. (1983). Activated sludge clarifier design improvements. *J. Water Pollution Control Federation*, **55** (4), 341-348.

Ueberl J. (1995). Verbesserung der Absetzwirkung von Nachklärbecken. *Mitteilung* 136, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

Wahlberg E.J. und Keinath T.M. (1988). Development of settling flux curves using SVI. *J. Water Pollution Control Federation*, **60** (12), 2095-2100.

Wahlberg E.J., Peterson M.A., Flancher D.M., Johnson D. and Lynch C.S. (1993a). Field application of the CRTC's protocol for evaluating secondary clarifier performance: a comparison of sludge removal mechanisms in circular clarifiers. Pres. at Annual Meeting, Rocky Mountain Water Poll. Control Ass., Albuquerque, New Mexico.

Wahlberg E.J., Stahl J.F., Chen C.-L. und Augustus M. (1993b). Field application of the clarifier research technical committee's protocol for evluating secondary clarifier performance: rectangular, co-current sludge removal clarifier. *Proc*. 66th Annual WEF Conf., Oktober 1993, Anaheim, California, USA.

Wahlberg E.J., Keinath T.M. und Parker D.S. (1994a). Influence of flocculation time on secondary clarification. *Water Environment Research*, **66** (6), 779-786.

Wahlberg E.J., Augustus M., Chapman D.T., Chen C.-L., Esler J.K., Keinath T.M., Parker D.S., Tekippe R.J. und Wilson T.E. (1994b). Evaluating activated sludge clarifier performance using the CRTC protocol: four case studies. *Proc*. 1-12, 67 Annual WEF Conf., Chicago, USA.

Watanabe Y. und Fukui M. (1990). Performance of a jet-mixed separator. *Water Supply*, IAWPRC, **8**, 61-69. Jönköping, Schweden.

Wiegmann H. und Müller-Neuhaus G. (1951). Zwei neue Kläranlagen der Emschergenossenschaft. *Die Wasserwirtschaft,* **42** (3), 61-67.

Wilson T.E. und Balloti E.F. (1988). Gould tanks, rectangular calrifiers that work. *Proc*. 61 Annual WPCF Conf., Chicago, USA.

WPCF (1985). Clarifier Design. *Manual of Practice* FD 8, Water Pollution Control Federation, Facilities Development, 87-100.

Prof. Dr. Peter Krebs

Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft
TU Dresden
D-10197 Dresden

Tel +49 – 351 – 463 5257
Fax +49 – 351 – 463 7204
E-mail pkrebs@rcs.urz.tu-dresden.de

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 359 - 378
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

SBR - Anlagen

Stand der Technik

J. Oles

c/o Oswald Schulze GmbH & Co KG

1 Einleitung

Das Interesse an der **S**equencing-**B**atch-**R**eactor Verfahrenstechnik in Deutschland und anderen Ländern in Europa verzeichnet einen stetigen Anstieg innerhalb der letzten fünf Jahre. Dieses Interesse dokumentiert sich in einer Vielzahl bereits ausgeführter Abwasserreinigungsanlagen kleiner 20.000 EW, einer Vielzahl von weiteren Planungen, auch für Anlagengrößen weit über 30.000 EW sowie einem steilen Anstieg der Anzahl von Bauunternehmungen und Anlagenbauern, die diese Technik anbieten. Schließlich hat auch die Abwassertechnische Vereinigung in Deutschland dieser Entwicklung Rechnung getragen und eine Arbeitsgruppe des ATV Fachausschußes 2.6 mit der Erstellung eines Merkblattes (M 210 „ Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb“) beauftragt.

Die Veröffentlichung dieses Merkblattes im September 1997 bedeutete die endgültige Anerkennung der SBR-Verfahrenstechnik in der Abwasserfachwelt in Deutschland als Stand der Technik. Da die Batch - Technologie zur Abwasserreinigung kein eigentlich neues Verfahren darstellt, sondern auf bereits jahrzehntelangen Erfahrungen aufbaut, der Begriff SBR-Verfahren jedoch durch den amerikanischen Sprachgebrauch geprägt ist, wurde in der Arbeitsgruppe entschieden mit dem Titel „ Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb“ auch schon die früher vorhandenen Erfahrungen in Deutschland und Europa in den Kontext des Merkblattes einzubeziehen.

Ziel dieser Abhandlung ist nun dem interessierten Fachpublikum eine Übersicht zum Stand der Technik des SBR-Verfahrens zu geben. Dies geschieht sowohl aus dem eigenen Erfahrungshintergrund des Autors als auch durch die Einbeziehung von Veröffentlichungen und Informationen einer Vielzahl weiterer mit dem Thema befaßten Personen und Unternehmen. Das ATV-Merkblatt M 210 selbst bietet dabei eine wesentliche Informationsquelle aber auch die Aktivitäten z.B. des VDMA (Verein Deutscher Maschinen - und Anlagenbauer) mit der Erstellung des VDMA Einheitsblattes SBR-Technologie, die zu diesem Thema abgehaltene VDMA Abwassertagung im November 1997 sowie die große internationale IAWQ Tagung in München im Februar 1996. Die wichtigsten Literaturquellen sind im Literaturverzeichnis am Ende dieser Ausführungen wiedergegeben.

2 Definition - Klassifizierung von Verfahrensvarianten

Da sich die Bezeichnung SBR-Technologie im internationalen Sprachgebrauch durchgesetzt hat soll hier im folgenden der Begriff SBR-Anlagen die deutsche Bezeichnung „Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb“ ersetzen. Zur Abgrenzung der SBR-Technik von anderen Verfahren dient die folgende Aufzählung der gemeinsamen Merkmale von SBR-Anlagen:

- Anlagen, in denen zur biologischen Abwasserreinigung belebter Schlamm eingesetzt wird. (Belebungsverfahren)
- Die biologischen Reinigungsprozesse und die Abtrennung des belebten Schlammes vom gereinigten Abwasser finden in ein- und demselben Becken statt.
- Der Wasserspiegel im Becken verändert sich durch das Einleiten des Rohabwassers bzw. durch den Abzug des gereinigten Abwassers
- Das gereinigte Abwasser wird chargenweise aus dem Becken abgezogen (Batch-Betrieb).

Die o.g. Definition des SBR -Verfahrens schließt Verfahren aus, bei denen die biologischen Prozesse und die Abtrennung des belebten Schlammes zwar im

selben Becken ablaufen, der Füllstand des Beckens während der Behandlung aber konstant gehalten wird (z.B. ESB-Verfahren, INGERLE 1995). Eine weitere Schnittstelle ergibt sich zu Verfahren, die zwar chargenweise betrieben werden, bei denen aber Biofilme zur Abwasserreingung eingesetzt werden (z.B. Sequencing Batch Biofilm Reactor, SBBR).

Der Batch-Betrieb ergibt eine zyklische Abfolge von Prozessphasen beim SBR-Verfahren. Abbildung 1 zeigt beispielhaft einen solchen Zyklus.

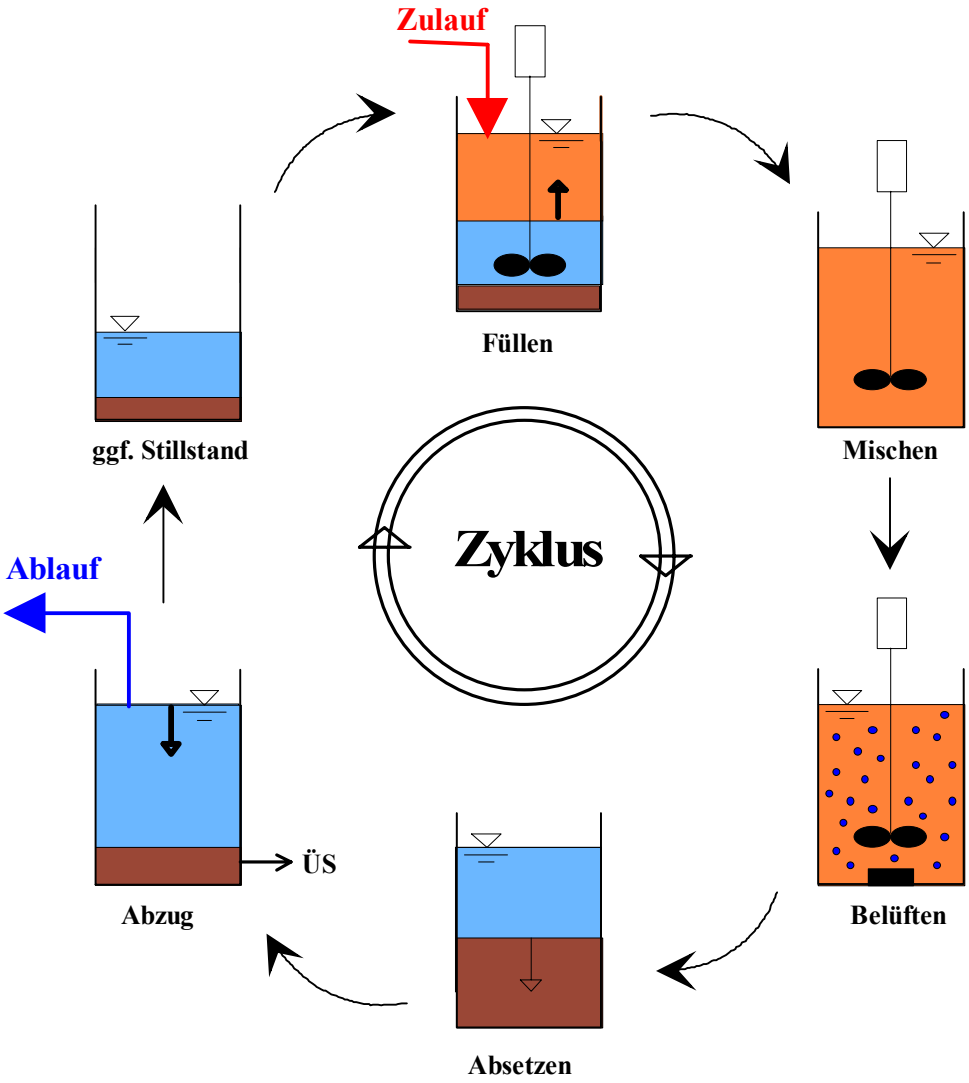


Abbildung 1: Beispiel für den Phasenablauf beim SBR-Zyklus

Innerhalb der genannten Definitionsgrenzen lassen sich verschiedene Verfahrensvarianten unterscheiden, die trotz ihrer Gemeinsamkeiten sehr unterschiedliche Betriebsphilosophien haben.

Wir können hier folgende Varianten unterscheiden:

<u>Variante 1:</u> Anlagen mit kontinuierlicher Abwasserzuführung (Beschickungsdauer = Zyklusdauer)

Bei Anlagen mit kontinuierlichem Zulauf erfolgt lediglich der Ablauf chargenweise verbunden mit dadurch entstehenden Wasserspiegelschwankungen. Derartige Anlagen können aus einem oder mehreren SB-Reaktoren bestehen.

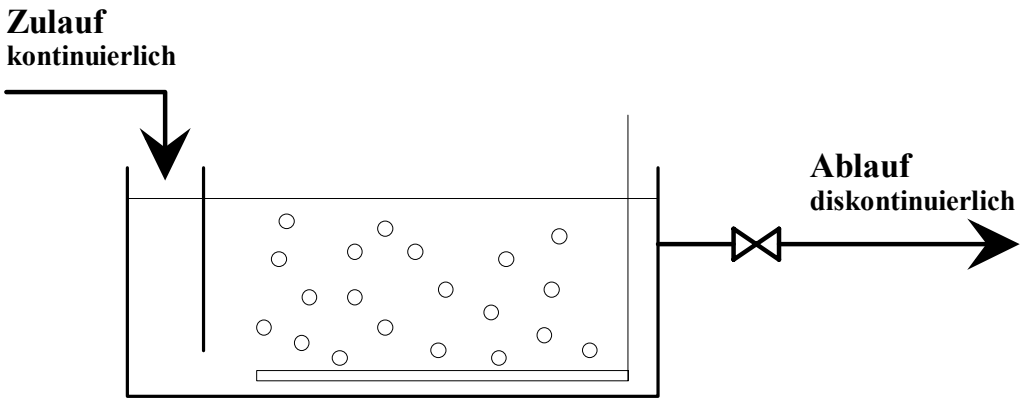


Abbildung 2: Prinzipdarstellung einer SBR-Anlage vom Typ „kontinuierliche Beschickung“ (Variante 1)

Zeitfortschritt										
Füllen	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Mischen	■	■	■							
Belüften				■	■	■	■	■		
Sedimentieren									■	
Klarwasserabzug										■

Abbildung 3: Zyklusplan für SBR-Anlagen vom Typ: "kontinuierliche Beschickung" (Beispiel)

Es wird deutlich, daß bei dieser Betriebsvariante das Problem entsteht, daß auch das während der Klarwasserabzugsphase zulaufende Rohabwasser vom Ablauf fernzuhalten ist, um Ablaufverschlechterungen zu verhindern. Dies wird bei dieser Prozessvariante durch konstruktive Maßnahmen, wie z.B. die Anordnung eines Zulaufbereiches mit Tauchwand und einer länglichen Erstreckung des Beckens selbst mit einer von der Zulaufzone entfernten Ablaufzone erreicht.

<u>Variante 2:</u> Anlagen mit schubweiser Beschickung ohne vorgeschaltetes Speicherbecken

Bei dieser Prozessvariante bedingt die schubweise Beschickung die Anordnung von mindestens 2 parallelen SB-Reaktoren. Der Zulauf wird wechselweise in die Reaktoren eingeleitet, wobei während der Ablaufphase kein Rohabwasser zugeführt wird. Bei Einsatz von 2 Parallelbecken entspricht dann die Fülldauer der Hälfte, bei 3 Parallelbecken dem Drittel der Zyklusdauer. Problematisch bei dieser Variante ist, daß hydraulische Zulaufschwankungen die Dauer der Füllphasen und damit auch den Zyklusverlauf direkt beeinflussen.

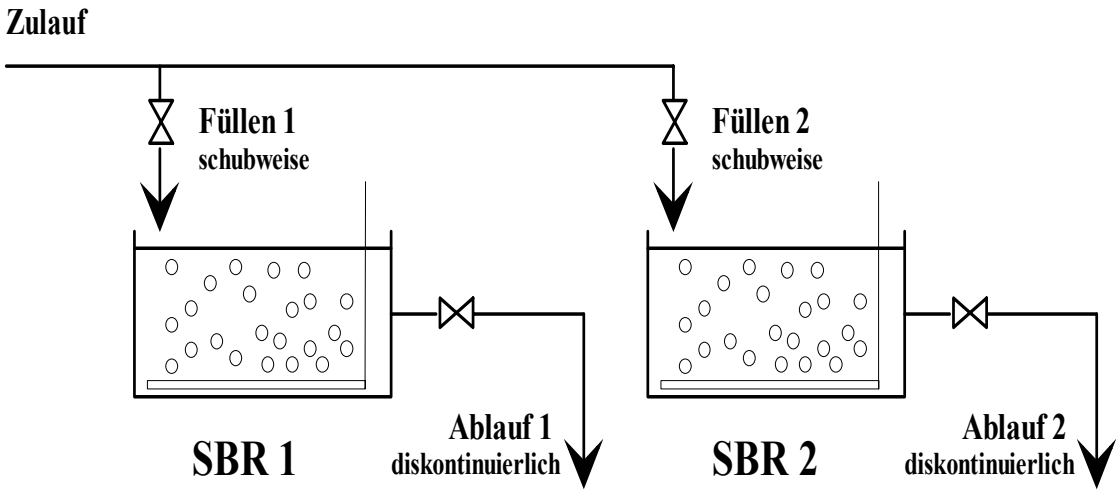


Abbildung 4: Fließbild für eine SBR-Anlage vom Typ: "ohne Vorspeicher"; Beispiel: 2 Parallelbecken

Becken 1

Zeitfortschritt										
Füllen	■	■	■	■	■					
Mischen	■	■								
Belüften			■	■	■	■	■	■		
Sedimentieren									■	
Klarwasserabzug										■

Becken 2

Zeitfortschritt										
Füllen						■	■	■	■	■
Ohne Mischen						■				
Mischen							■			
Belüften	■	■	■					■	■	■
Sedimentieren				■						
Klarwasserabzug					■					

Abbildung 5: Zyklusplan für SBR-Anlagen vom Typ: "ohne Vorspeicher" (Beispiel)

<u>Variante 3:</u> Anlagen mit schubweiser Beschickung mit Vorspeicher

Gegenüber Variante 2 unterscheidet sich diese Variante durch Vorschaltung eines Vorspeichers aus dem heraus die einzelnen SB-Reaktoren beschickt werden. Damit kann eine sehr weitgehende Abkopplung des Zyklusprogrammes von momentanen Zulaufschwankungen erreicht werden. Ein Zyklusregime mit mehreren Füllphasen und damit verbundenen wechselnden Misch-und Belüftungsphasen zur Nitrifikation/Deneitrifikation innerhalb eines Zykluses ist einfach zu realisieren.

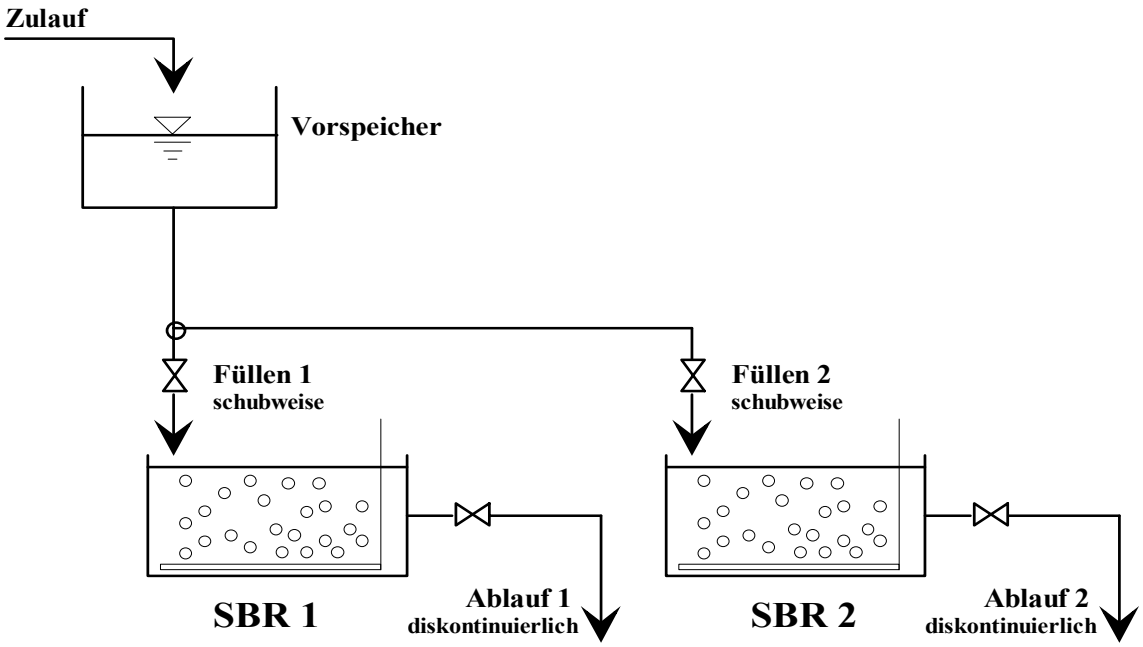


Abbildung 6: Fließbild für eine SBR-Anlage mit Vorspeicher

Becken 1

Zeitfortschritt										
Füllen	■				■					
Mischen	■	■				■				
Belüften			■	■			■	■		
Sedimentieren									■	
Klarwasserabzug										■

Becken 2

Zeitfortschritt										
Füllen						■				■
Mischen	■					■	■			
Belüften		■	■					■	■	
Sedimentieren				■						
Klarwasserabzug					■					

Abbildung 7: Zyklusplan für SBR-Anlagen vom Typ: „Kurzzeit-Beschickung“ (Beispiel)

3 Anlagentechnik

Die Anlagentechnik einer SBR-Anlage unterscheidet sich nicht wesentlich von der Anlagentechnik konventioneller Belebtschlamm-anlagen. Auch einer SBR-Anlage sind, abhängig von der jeweiligen Abwasserzusammenseztung, entsprechende Einrichtungen zur mechanischen Abwasservorreinigung (Rechenanlage, Sandfanganlage etc.) vorzuschalten. Die bisher in Deutschland gebauten oder im Bau befindlichen SBR-Anlagen liegen alle in einer Größenordnung bei der eine simultane Schalmmstabilisierung erfolgt. Deshalb wird bei diesen Anlagen auf die Anordnung eines Vorklärbeckens verzichtet.

Der Bereich der SBR-spezifischen Prozesseinheiten beginnt mit den SB-Reaktoren selbst bzw. mit dem eventuell vorgeschalteten Vorspeicher.

Nur bei günstigen topographischen Verhältnissen kann das Abwasser im freien Gefälle durch die ganze SBR-Anlage fließen. In der Regel erfolgt eine Zwischenhebung des Abwassers, insbesondere bei Anlagen mit angeordnetem Vorspeicherbecken. Je nach Anordnung des Vorspeichers kann die Zwischenhebung vor den Vorspeicher oder aus dem Vorspeicher heraus in die SB-Reaktoren erfolgen. Für die Ausführung der Zwischenpumpstation sind zwei Konzepte denkbar.

- Jedem SB-Reaktoren ist eine Beschickungspumpe zugeordnet. Eine Reservepumpe steht bei Auswahl der Betriebspumpen zur Verfügung. Dieses Konzept ist bei Anlagen mit zwei SB-Reaktoren zu empfehlen.

- Die Beschickungspumpen führen in eine gemeinsame Verteilungsleitung, aus der über einzelne Abgänge mit Motorschiebern die Füllung der SB-Reaktoren vorgenommen wird.

Zur Durchmischung und Belüftung der SB-Reaktoren sind alle aus der konventionellen Belebungsanlagentechnik bekannten Varianten wie Druckbelüftung oder Oberflächenbelüftung, Tauchmotorrührwerk, Vertikalrührwerke, Injektorbelüftung, etc. einsetzbar. Die eingesetzte Anlagentechnik für Belüftung und Durchmischung ist oft bestimmt durch die Erfahrung der ausführenden Anlagenbauunternehmen.

Ein Beispiel der verfahrenstechnischen Ausführung zeigt das Fließbild in Abbildung 8.

Eine Besonderheit für SBR-Anlagen stellt die Klarwasserabzugsvorrichtung dar. Die Klarwasserabzugsvorrichtung bestimmt die Qualität des ablaufenden Wassers in entscheidener Weise. Die Abzugsvorrichtung sollte einen möglichst zeitigen Abzug des gewählten Austauschvolumens, in der Regel zwischen 10 bis 50 % des Gesamtreaktorvolumens, gewährleisten. Die empfohlenen Abzugszeiten liegen je nach Größe des Austauschvolumens zwischen 30 und 90 Minuten. Eine Verlängerung der Dauer der Klarwasserabzugsphase über diese Zeitspanne hinaus ist unproduktiv. Die Vorgaben der Wehrkantenbeschickung, wie sie für kontinuierlich durchflossene Nachklärbecken (z.B. gemäß ATV Arbeitsblatt A 131) bekannt sind, gelten hier wegen des ruhenden Wasservolumens während der Abzugsphase nicht. Es werden Abzugsvorrichtungen mit einem Abzugsvolumen von bis zu 100 m^3/h und zum Teil darüber hinaus angeboten.

Das Mitziehen von Schwimmschlamm und Schaum ist beim Klarwasserabzug im weitesten Maße zu verhindern. Dies kann z.B. durch Anordnung einer Tauchwand bzw. durch den Abzug des Klarwassers unterhalb der Wasserspiegeloberfläche erreicht werden. Die Klarwasserabzugsvorrichtung muß so gestaltet werden, daß während der Belüftung und Mischphase kein belebter Schlamm in die Abzugsleitung gelangt. Ein Aufsaugen des abgesetzten Schlammes muß ebenfalls vermieden werden. Dazu muß während des Abzugs zu jeder Zeit ein sicherer Abstand der Abzugsvorrichtung von der Schlammspiegeloberfläche eingehalten werden. Die Sogwirkung durch punktuell zu hohe Abzugsvolumenströme ist zu begrenzen.

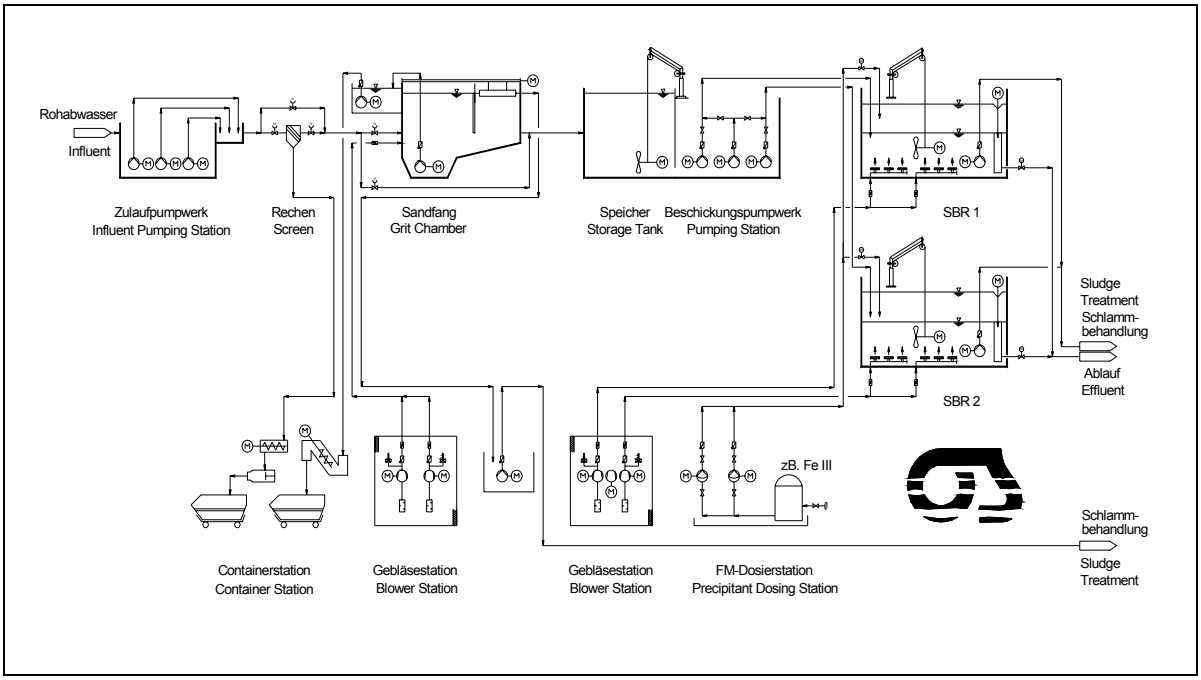


Abbildung 8: Beispiel eines Fließschemas für eine SBR-Anlage

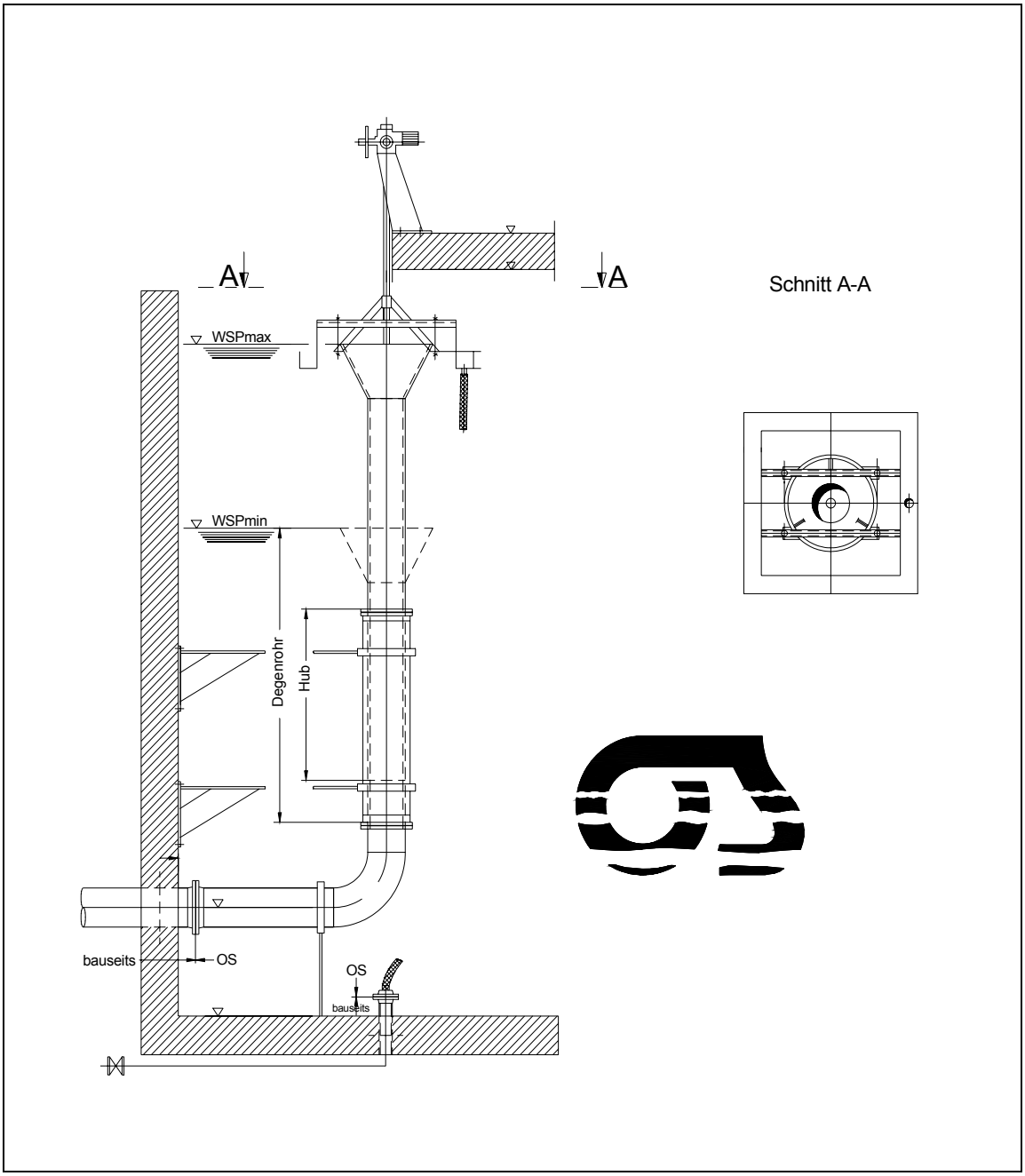


Abbildung 9: Beispiel einer Klarwasserabzugsvorrichtung:
OS-Spezial-Teleskop-Abzugsvorrichtung

Die Abzugsvorrichtung kann schwimmend oder zwangsgesteuert ausgeführt werden (siehe Beispiel Abbildung 9). In kleinen SB-Reaktoren ist die Anordnung starrer Abzugsvorrichtungen möglich. Grundsätzlich ist ein automatischer Betrieb des Klarwasserabzuges erforderlich. Die Detailausführung der Klarwasserabzugsvorrichtung ist bisher sehr anwenderspezifisch und in einigen Fällen patentgeschützt.

Eine weitere Besonderheit von SBR-Anlagen muß bei der Dimensionierung der Belüftungssysteme beachtet werden. Die verfahrensspezifischen Besonderheiten ergeben sich hier einmal aus der Variabilität der Wasserspiegelhöhe während der Zyklusdauer sowie der zeitlichen Abfolge von möglicherweise mehreren Belüftungsphasen innerhalb eines Zyklus. In Anlagen, die schnell befüllt werden, (schubweise Befüllung) wird zu Beginn der ersten Belüftungsphase eines Zyklus in der Regel ein besonders hoher Sauerstoffbedarf auftreten, der jedoch durch die Dimensionierung des Belüftungssystemes nicht vollständigt abgedeckt werden muß. Bei der Dimensionierung des Belüftungssystemes nach den geltenden Regeln der ATV Arbeitsblätter (insbesondere Arbeitsblatt 131) wird dieser Spitzenbedarf durch die dort vorgegebenen Stoßfaktoren hinreichend erfaßt.

Mit dem Zyklusverlauf geht die Atmung der Organismen stark zurück. Bei Anlagen mit simultaner Stabilisierung pendelt sie sich schließlich auf das Niveau der endogenen Atmung ein. Für diesen Rückgang der Atmung innerhalb des Zyklus sollte die Sauerstoffeintragsleistung entsprechend abgemindert werden können. Der Energieverbrauch- und die Schaumentwicklung können so minimiert werden. Die gewählte Zyklusstrategie und das gewählte Austauschvolumen haben einen entscheidenen Einfluß auf die Spannweite der Luftbedarfsänderungen. Während eines Zyklus sinkt der Luftbedarf aufgrund der zeitlichen Änderung der mikrobiellen Atmung je nach Zyklusstrategie etwa im Bereich von ca. 1-5 bis 1-10.

Die Gebläseauslegung erfolgt für den maximalen Gegendruck (Vollfüllung). Die sich in Abhängigkeit der gewählten Zyklusstrategie während der verschiedenen Beklüftungsphasen verändernen Differenzdrücke sind bei der Auslegung der Gebläse zu berücksichtigen.

4 Bemessung von SBR-Anlagen

Bis zur Veröffentlichung des ATV Merkbalttes M 210 gab es für SBR-Anlagen keine „allgemeingültigen“ von einer unabhängigen Organisation erarbeiteten Bemessungsrichtlinien. Die Bemessung erfolgte deshalb anwenderspezifisch auf der Basis individueller Erfahrung und der bis dahin veröffentlichten wissenschaftlichen Literatur (z.B. OLES, 1991 []). Dadurch ergaben sich

selbstverständlich zum Teil große Abweichungen zwischen den Bemessungsansätzen einzelner Anbieter aber auch zu den als allgemeingültig anerkannten Bemessungsregeln der Belebschlammtechnik.

Das ATV Merkblatt 210 versucht nun auf der Basis langjähriger vorhandener Bemessungsgrundlagen für Belebungsanlagen die Richtlinien zur SBR-Bemessung vorzugeben. Es wird jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen, daß individuelle Bemessungswege dann durchgeführt werden können, wenn die verwendeten Bemessungsformeln auf der Grundlage nachvollziehbarer und wissenschaftlich abgesicherter Erkenntnisse dokumentiert werden.

Grundsätzlich läßt sich die Vorgehensweise bei der Bemessung von Belebungsanlagen in die folgende Schritte unterteilen:

1. Bestimmung der Bemessungskenngrößen

- Zulaufvolumenstrom bei durchschnittlichem und maximalem Abwasserzulauf
- Frachten
- Ganglinien

2. Festlegung der Prozeßgestaltung

- Anlage mit oder ohne Vorspeicher
- Füllmodus (kontinuierlich, intermittierend)

3. Zyklusbemessung

Festlegung der Prozeßparameter

- Schlammalter
- Volumenaustauschverhältnis
- Zyklusdauer
- Abfolge der Prozeßphasen (Füllen, Belüften, Mischen, Sedimentieren, Klarwasserabzug, Überschußschlammabzug)
- Dauer der Prozeßphasen
- Beginn und Ende der einzelnen Phasen
  (z.B: Beginn der Belüftung mit Beginn des Füllvorgangs)

4. Hydraulische Anlagenbemessung

Festlegung der Anlagenparameter:

- Zahl der SB-Reaktoren
- Volumen der SB-Reaktoren und ggf. des Vorspeichers

5. maschinentechnische Bemessung

- Belüfterleistung
- Pumpenleistung
- Mischerleistung

6. Funktionsnachweis

- mit Hilfe von Simulationsprogrammen
- mit Hilfe von Pilotversuchen

Für den detaillierten Bemessungsablauf wird an dieser Stelle auf das ATV-Merkblatt 210 verwiesen. Als Orientierungshilfe zur Festlegung des kritischen Parameters „Zyklusdauer“ sei folgendes erwähnt:

Die Zyklusdauer ist abhängig von der gewählten bzw. notwendigen hydraulischen Verweilzeit im Zusammenhang mit dem gewählten bzw. machbaren Austauschvolumen im SBR gemäß

$$t_Z = \theta_H \bullet f_A \qquad [h]$$

t_Z = Zykluszeit
θ_H = hydraulische Verweilzeit
f_A = Austauschvolumen

Ausgehend von üblichen hydraulischen Verweilzeiten in Belebungsanlagen zwischen 12 und 24 Stunden ergibt sich daraus:

Volumenaustauschverhältnis 50 %: Zykluszeit 6-12 Stunden

Volumenaustauschverhältnis 20 % : Zykluszeit 2-5 Stunden

Die Zyklusdauer variiert zusätzlich abhängig vom angestrebtem Reinigungsziel, d.h. bei ausschließlichem Kohlenstoffabbau wird mit kürzeren Zyklusdauern gerechnet und bei weitergehender Nährstoffelimination bis hin zur simultanen Schlammstabilisierung muß die Zykluszeit entsprechenen verlängert werden.

Tabelle 2: Vergleich kontinuierliche - SBR - Anlage (HARTMANN, 1997)

	Fall 1	**Fall 2**	**Fall 3**
Schlammalter t_{TS}	12,5 d	12,5 d	25 d
Schlammbelastung B_{TS}	0,07 kg/kg* d	0,07 kg/kg d	0,04 kg/kg *d
V_{DN}/ V	0,23	0,23	0,23
TS_{BB} gewählt	3,5 kg/m³	3,5 kg/m³	4,5 kg/m³
V_{BB}	2300 m³	2300 m³	2300 m³
V_{NKB}	840 m³	ca. 1000 m³	1550 m³
V_{ges}	**3140 m³**	**ca. 3300 m³**	**4850 m³**
V_{SBR}	2600 m³	3700 m³	5030m³
TS_{SBR}	4,8 kg/m³	4,8 kg/m³	4,8 kg/m³
V_{SP}	600 m³	450 m³	600 m³
V_{ges}	**3200 m³**	**4150 m³**	**5630 m³**
Austauschvol. V_A	910 m³	1295 m³	1760 m³
vorh. Schlammalter t_{TS}	13,3 d	21,5 d	34,6 d
Zykluszeit $t_{Z \cdot TW}$	6,5 h	9,4 h	12,8 h
Zykluszeit $_{Z.m}$	-	4,0 h	5,5 h

Fall 1: Anlage für Trennkanalisation zur Stickstoffelimination
Fall 2: Anlage für Mischkanalisation zur Stickstoffelimination
Fall 3: Anlage für Mischkanalisation mit simultaner aerober Stabilisierung

Ein sehr interessanter Vergleich der Bemessungsergebnisse von kontinuierlich durchflossenen mit denen von SBR-Anlagen wurde von HARTMANN (1997) durchgeführt. Das Ergebnis dieses Vergleiches ist in Tabelle 2 zusammengefaßt wiedergegeben. Hartmann kommt zu dem Ergebnis, daß bei Anlagen mit Trennkanalisation mit jeweils gleich großen Beckenvolumen gerechnet werden kann. Im Falle des Abwasserzuflußes aus einer Mischkanalisation benötigt das SBR-Verfahren ca. 25 %, im Falle der simulanen aeroben Stabilisation ca. 16 % mehr Reaktionsvolumen. Bei dem Vergleich wurde berücksichtigt, daß beim SBR-Verfahren aufgrund der besseren Schlammabsetzbarkeit mit höheren Schlammkonzentrationen gefahren werden kann. Bei der Erhöhung der Schlammkonzentration im SBR-Becken ist jedoch zu überprüfen, ob die angesetzte Schlammkonzentration bei dem gewählten Voumenaustauschverhältnis realisiert werden kann.

Tabelle 3: Auswahl ausgeführter SBR-Anlagen für kommunales Abwasser (aus Referenzen verschiedener Firmen, Stand 1997)

Name	**Größe** [EW]	**Vorspeicher** [m^3]	**SB-Reaktoren** [m^3]	**Sonstiges**
Abensberg	20.000	??	2 x 4.200	simultane Schlammstabilisierung
Ampfing	15.000	??	2 x 3.300	simultane Schlammstabilisierung
Bruchmühlen, Rödinghausen	11.250	1 x 1.700	3 x 1.820	Ablaufspeicher 1 x 600
Hanerau-Hademarschen	8.000	1 x 750	2 x 1.900	simultane Schlammstabilisierung
Hettstedt (in Bau)	20.000	1 x 1.700	2 x 3.400	simultane Schlammstabilisierung
Königstein	6.000	1 x 750	2 x 1.340	Kompaktbauweise, simultane Schlammstabilisierung
Nünchritz	12.000	---	3 x 1.800	simultane Schlammstabilisierung
Radegast	13.000	??	2 x 1.800	simultane Schlammstabilisierung
Rehfelde	3.400	1 x 110	2 x 326	simultane Schlammstabilisierung
Rottal	10.000	1 x 600	3 x 1.500	simultane Schlammstabilisierung

5 Ausgeführte SBR-Anlagen

Tabelle 3 soll einen Überblick über größere bis heute in Deutschland ausgeführte SBR-Anlagen geben. Die Tabelle erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll dem interessierten Bertrachter die Möglichkeit geben sich ein eigenes Bild durch eventuelle Ortsbesichtigungen zu machen.

Herausgegriffen sei das Beispiel der Kläranlage Königsstein in Sachsen. Die Anlage wurde ausgeführt auf der Grundlage einer Bemessung durch das Ingenieurbüro Preussner in Hamburg. Die komplette maschinen- und elektrotechnische Ausrüstung der für 7000 EW ausgelegten Anlage erfolgte durch die Firma Oswald Schulze GmbH & Co. KG Gladbeck. Die Besonderheit dieser Anlage ist die kompakte Bauweise mit der kompletten Abdeckung aller Reaktoren. Die maschinentechnische Ausrüstung beinhaltet bekannte und erprobte Komponenten wie

- Tauchmotorrühwerke zur Reaktordurchmischung
- Druckbelüftung über Membrantellerbelüfter
- Zulaufpumpwerk mit Tauchmotorpumpen
- Überschußschlammförderung mittels Exzenterschneckenpumpen
- Rechen-Sandfang-Kompaktanlage mit Siebrechen
- Überschußschlammentwässerung über Zentrifugenanlage

Als Klarwasserabzugsvorrichtung wird eine spezial OS-Teleskop-Abzugsvorrichtung eingesetzt.

Die Anlage wurde Ende 1997 in Betrieb genommen.

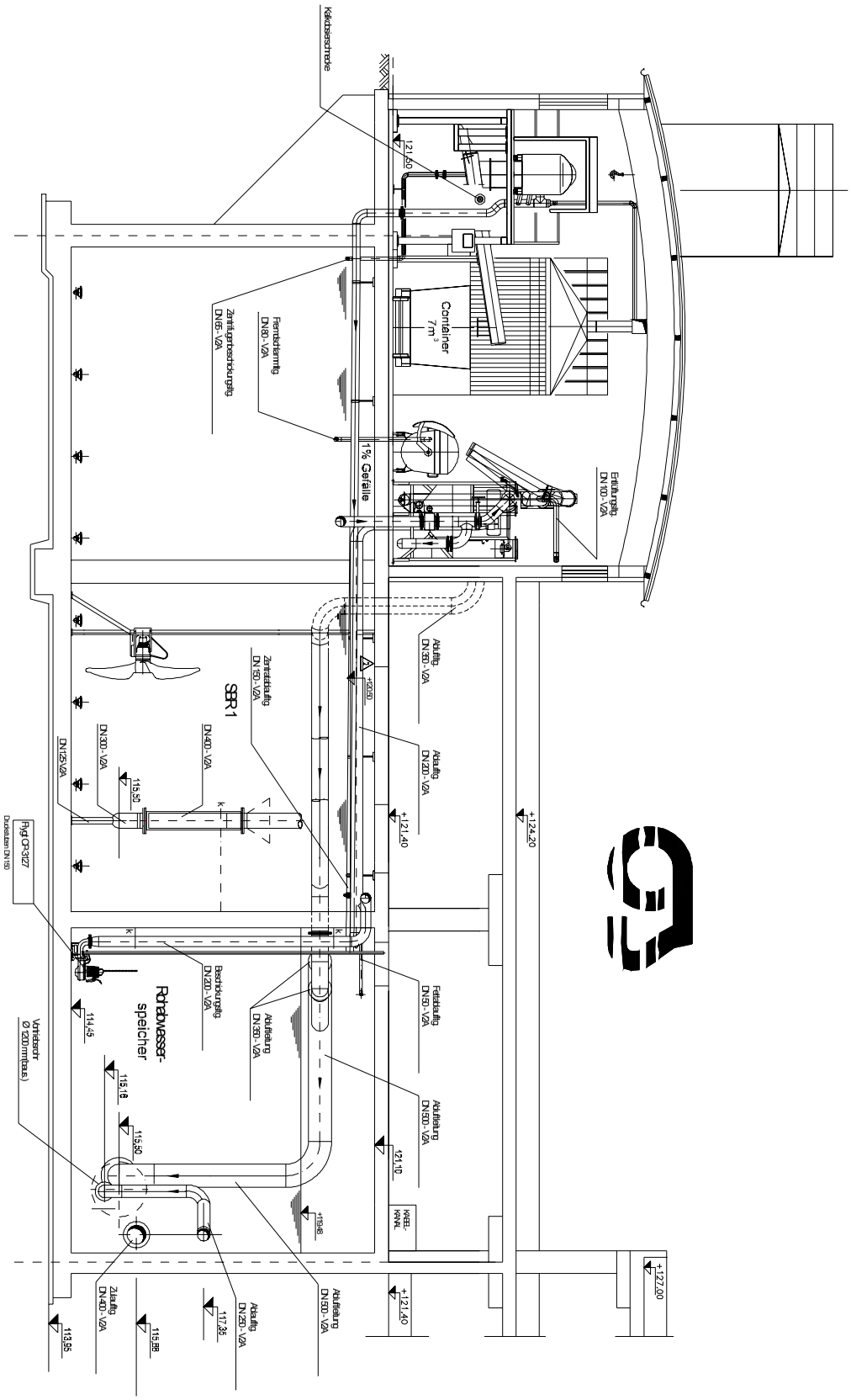


Abbildung 10: Ausführungsbeispiel einer SBR-Anlage, Kläranlage Königstein, Sachsen

6 Begriffe

Klarwasserabzugsvorrichtung	Vorrichtung zum Abzug des Klarwassers nach Sedimention des belebten Schlamms
Arbeitsphase	Zeitintervall von Zyklusbeginn bis Beginn der Stillstandsphase (t_z - t_{still})
Belüftungsphase	Zeitintervall, während dessen der Inhalt eines Aufstaubeckens belüftet wird
Füllstrategie	Vorgehensweise bei der Befüllung der Aufstaubecken
Füllphase	Zeitintervall, während dessen das zu reinigende Abwasser in ein Aufstaubecken eingeleitet wird
Klarwasserabzugsphase	Zeitintervall, während dessen das geklärte Wasser aus dem Aufstaubecken abgezogen wird
Mischphase	Zeitintervall, während dessen der Inhalt eines Aufstaubeckens durchmischt wird
Reaktionsphasen	Zeitintervall, während dessen in dem Aufstaubecken biologische Reaktionen wie biologischer Abbau, Nitrifikation, Denitrifikation ablaufen
statisches Füllen	Füllvorgang, bei dem der Beckeninhalt weder gemischt noch belüftet wird
Sedimentationsphase	Zeitintervall, während dessen sich der belebte Schlamm unter Einwirkung der Schwerkraft vom gereinigten Wasser trennt
Vorspeicher	Becken, das einer Aufstauanlage zur Zwischenspeicherung des zuströmenden Abwassers und zur gezielten Befüllung der Aufstaubecken vorgeschaltet wird
Zyklus	Zeitintervall, das mit dem Abschluß des Klarwasserabzugs beginnt und mit dem Abschluß des folgenden Klarwasserabzugs endet
Zyklusstrategie	Phasenanordnung innerhalb eines Zyklus

7 Literatur

[10] ATV (1997): Merkblatt ATV-M 210 Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb.

[22] Oles J. (1991): Verfahren zur Dimensionierungvon SBR-Anlagen für Nitrifikation und Denitrifikation. Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Band 8.

[17] Hartmann, Karl-Heinz: Das SBR-Verfahren- Grundlagen, Bemessung im Vergleich zum Belebtschlammverfahren sowie Anwendungsbeispiele in 4. VDMA Abwassertagung (1997), S. 1-1-15.

[24] Wilderer, P.A. und Irvine R.L. (1985): Sequencing Batch Reaktor Verfahren zur biologischen Abwasserreinigung - Konzept, Wirkungsmechanismen, Betriebserfahrungen.Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, RWTH Aachen, 69, S.521-547.

[16] Görg, S. und Wilderer, P.A. (1987): Hydraulische Bemessung von SBR-Anlagen, Wasser- und Abwassertechnik, S. 39-42.

[13] Irvine R.L., Ketchum Jr., L.H., Breyfolge, R. und Barth, E.F. (1983): Municipal Application of Sequencing Batch Treatment at Culver.JWPCF, 55, S. 484.

[] Ingerle, K.; (1995). ESB-process, 1-stage biological nitrogenelimination. Poster 7. IAWQ Specialized Conference „Design and Operation of Large Waste Water Treatment Plants, Wien.

Dr.-Ing. Jürgen OLES

c/o OSWALD SCHULZE GMBH & CO KG
Postfach 465
D-46955 Gladbeck
Deutschland

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 379 - 410
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Regelstrategien und Automatisation

P. Schweighofer, K. Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

1 Einleitung

Die Bemessung von Kläranlagen erfolgt einerseits an Hand von Datensätzen, die die kritischen Lastfälle definieren, andererseits unter Vorgabe bestimmter Randbedingungen (Temperatur). Es liegt in der Natur der Sache, daß diese Lastfälle nur selten auftreten und die Anlage in der Regel bei anderen (niedrigeren) Belastungen betrieben werden muß. Auch die Randbedingungen können nicht konstant gehalten werden. Das heißt, richtig bemessene Abwasserreinigungsanlagen müssen speziell im kommunalen Bereich die meiste Zeit unterbelastet sein. Dies ist keinesfalls negativ zu werten sondern muß in der Planung Berücksichtigung finden.

Kläranlagen müssen so flexibel gebaut sein, daß bei allen Betriebszuständen:

- die geforderten Ablaufkonzentrationen eingehalten werden können
- gleichzeitig ein wirtschaftlicher Betrieb möglich ist (minimale Betriebsmittel).

Abwasserreinigungsanlagen müssen sich grundsätzlich und in mehrfacher Hinsicht von produktorientierten, verfahrenstechnischen (biotechnologischen) Anlagen unterscheiden.

Für Produktionsanlagen hingegen gilt:

- Zielsetzung ist im Wesentlichen, ein Produkt in möglichst kurzer Zeit auf möglichst kleinem Raum mit möglichst hoher Ausbeute zu erhalten (Raum-Zeit Ausbeute).

- Die Prozeßgeschwindigkeiten werden durch Variation der Randbedingungen (z.B. Temperatur) maximiert.

- Es gibt kaum einen biotechnologischen Prozeß, bei dem der Input, das Substrat, nicht qualitativ und quantitativ dem Bedarf angepaßt und gesteuert werden kann.

Im Gegensatz dazu gilt für Abwasserreinigungsanlagen:

- Zielsetzung ist nicht die Produktion, sondern die Entfernung bestimmter Stoffe. Diese Entfernung ist nicht auf Raum-Zeit zu optimieren, sondern auf Sicherheit.

- Eine Variation der Randbedingungen (z.B. Temperatur, pH) zur Steigerung der Prozeßgeschwindigkeiten ist aufgrund des extrem hohen Massendurchsatzes ökonomisch und ökologisch nicht vertretbar.

- Eine Anpassung des Substrates (Abwasser) an die jeweiligen "Bedürfnisse" der Prozesse ist bezüglich Qualität praktisch nicht, bezüglich Quantität nur sehr beschränkt (temporär, Ausgleichsbecken) möglich.

Gerade die Tatsache, daß das Abwasser (das Substrat im biotechnologischen Sinn) vorgegeben und praktisch nicht beeinflußbar ist, macht regel- und steuerungstechnischer Eingriffe in die abwassertechnischen Prozesse notwendig (KAYSER, 1989).

2 Grundsätzliche Anforderungen an die Abwasserreinigung

2.1 Kohlenstoffentfernung

Obwohl die Entfernung von Kohlenstoffverbindungen nach wie vor zu den wichtigsten Aufgaben von Abwasserreinigungsanlagen gehört, muß dieser Prozeß für die Regelungstechnik praktisch nicht extra berücksichtigt werden.

Heterotrophe, kohlenstoffabbauende Bakterien stellen die selben Ansprüche an das Milieu wie Nitrifikanten (O_2Versorgung, pH). Ihre wesentlich höheren Wachstumsraten und deutlich geringere Empfindlichkeit im Vergleich zu den Nitrifikanten bewirken, daß die Kohlenstoffverbindungen wesentlich rascher abgebaut werden, als Ammonium oxidiert wird. Wird also die Nitrifikation optimiert, ist die Entfernung von gelösten organischen Kohlenstoffverbindungen in Belebungsanlagen sicher zufriedenstellend.

2.2 Biologische Stickstoffentfernung über Nitrifikation und Denitrifikation

Die Prozesse Nitrifikation und Denitrifikation, die aus der Sicht des Substrates in starker Wechselwirkung stehen, aus mikrobiologischer Sicht aber grundsätzlich verschiedene Prozesse darstellen, sind heute die zentralen Punkte der Abwasserreinigung. Sie stellen die höchsten Anforderungen, sowohl auf die Bemessung, als auch auf den Betrieb und die Regelung und Steuerung von Kläranlagen (NOWAK und SVARDAL, 1990, SVARDAL, 1993, 1997).

Eine Optimierung der Stickstoffentfernung ist nur durch eine dynamische Anpassung der belüfteten Zonen des Belebungsbeckens an die aktuellen Belastungszustände möglich. Es ist daher nicht nur die Regelung der Sauerstoffzufuhr vorzunehmen, sondern auch zu regeln auf welche Volumina sie verteilt werden muß.

2.3 Phosphorentfernung

Die Entfernung von Phosphor aus dem Abwasser erfolgt in der Regel mit dem Überschußschlamm. Die Prozesse die zur Überführung von gelöstem Phosphat in partikuläre Phosphorverbindungen führen sind zum einen, die Aufnahme von

Phosphat durch Bakterien, zum anderen die chemische Fällung mit Eisen oder Aluminiumsalzen (siehe auch NIKOLAVCIC 1998).

Die erhöhte biologische Phosphoraufnahme (BioP) ist ein Prozeß der durch Selektion bestimmter Mikroorganismen hervorgerufen werden kann. Diese Selektion ist ein äußerst langsamer Prozeß, in den regelungstechnisch nur wenig eingegriffen werden kann. Die Gründe für die Phosphorluxusaufnahme von Bakterien in Belebungsanlagen sind nach wie vor mikrobiologisch ungenügend aufgeklärt. Man weiß nur, daß die Bakterien zeitweise anaeroben Verhältnissen ausgesetzt werden müssen und daß dabei organische Säuren vorliegen sollen.

So geht z.B. die Zielsetzung der ATV Arbeitsgruppe "Phosphorentfernung" mit dem erarbeiteten Merkblatt „Biologische Phosphorentfernung bei Belebungsanlagen“ (ATVM 208, 1994) in die Richtung, daß jenes Volumen, das über das Jahr weder aerob noch anoxisch gebraucht wird, anaerob gehalten werden soll. Für die volle Ausnutzung der erweiterten Phosphoraufnahme muß die chemische Phosphorfällung, die zumindest zeitweise immer notwendig sein wird, optimiert, d.h. geregelt werden. Hinweise dazu finden sich bei TEICHFISCHER (1991) und im ATV-Merkblatt M 206 (1994).

3 Grundlegende Anforderungen an die Regelung und Steuerung der Nitrifikation/ Denitrifikation

3.1 Nitrifikation

Auf die biologischen Grundlagen soll hier nicht näher eingegangen werden. (Siehe z.B. NOWAK u. SVARDAL, 1990).

Um auf die regel- und steuerungstechnischen Eingriffsmöglichkeiten eingehen zu können, sollen die wichtigsten Gesetzmäßigkeiten der Nitrifikation zusammengefaßt werden:

- die pro Zeiteinheit <u>maximal oxidierbare Stickstoffmenge</u> ist abhängig von der <u>Menge an mit Sauerstoff versorgten Nitrifikanten</u>, der Temperatur und der tolerierbaren NH_4-N (Substrat)Konzentration

- Nitrifikanten wachsen ab einer NH_4-N Konzentration von 1,52 mg/l mit maximaler Geschwindigkeit. Durch höhere Konzentrationen kann der Umsatz nicht gesteigert werden
- die Gesamtmenge an Nitrifikanten ist abhängig vom Schlammalter, von der "in der letzten Zeit" nitrifizierten Stickstoffmenge (Zeitraum 23 Schlammalter) und der Absterberate der Nitrifikanten
- das Schlammalter ist abhängig von der "in der letzten Zeit" produzierten Schlammenge und der im System vorhandenen Schlammenge. Die produzierte Schlammenge wird durch das Wachstum heterotropher Bakterien, der Menge an partikulären Stoffen (TS_O) im Zulauf und dem Anfall von Fällungsprodukten bestimmt. Damit ist das Schlammalter praktisch unabhängig von der nitrifizierten Stickstofffracht
- Nitrifikanten werden durch zu niedrige pH Werte (<6,8) gehemmt

Aufgrund dieser überblicksmäßig dargestellten Zusammenhänge ergeben sich folgende betriebliche (regelungstechnische) Konsequenzen:

- Die Menge der im System vorhandenen Nitrifikanten muß maximiert werden. Betrieblich ist dies nur zu gewährleisten, wenn versucht wird, die gesamte nitrifizierbare Stickstofffracht auch zu nitrifizieren. Jedes Milligramm Ammonium das die Anlage verläßt bedeutet letztendlich Verlust an Nitrifikanten.
- Eine zeitliche Anpassung der nitrifizierten Stickstofffracht an die zu nitrifizierende ist nur durch die Variation des aeroben (mit Sauerstoff versorgten) Beckenvolumens möglich.

Die Forderung alles Nitrifizierbare auch zu nitrifizieren kann durch zwei Maßnahmen realisiert werden:

- Bereitstellung des jeweils erforderlichen aeroben Volumens
- Ausgleich der Stickstoffschwankungen im Zulauf durch Ausgleichsbecken und Bewirtschaftung der Rückläufe aus der Schlammbehandlung.

Somit sind die zur Optimierung der Nitrifikation notwendigen Regelkreise grundsätzlich definiert.

3.2 Denitrifikation

Die Denitrifikation ist ebenfalls ein mikrobiologischer Prozeß, auf die Grundlagen kann hier nicht näher eingegangen werden (Siehe z.B. NOWAK u. SVARDAL, 1990)

Abgesehen von den unterschiedlichen Milieuanforderungen ("anoxisches Milieu") besteht der wesentliche Unterschied zwischen Nitrifikation und Denitrifikation darin, daß denitrifizierende Bakterien nicht auf das Denitrifizieren angewiesen sind.

Nitrifikanten können nur wachsen, wenn sie nitrifizieren. Denitrifikanten sind heterotrophe Bakterien und wachsen, sobald sie org. Kohlenstoffverbindungen oxidieren ob mit gelöstem Sauerstoff oder Nitrat ist dabei egal. Die denitrifizierte Nitratfracht hat also auf die Menge der im System enthaltenen Denitrifikanten keinen unmittelbaren Einfluß. Denitrifikanten haben gegenüber nicht denitrifizierenden, heterotrophen Bakterien, mit denen sie in Substratkonkurrenz (org.C) stehen einen Selektionsvorteil.

Rückwirkungen aus der Regelung der Denitrifikation auf die Bakterienpopulation gibt es nicht. Um den Prozeß zu optimieren, müssen nur optimale Prozeßbedingungen geschaffen werden, also:

- keine Sauerstoffzufuhr
- eine ausreichende Konzentration an Nitrat
- eine ausreichende Konzentration an Substrat (schnell abbaubarer CSB)

Für die Regelung der Denitrifikation sind damit die Zielsetzungen definiert. Wird von dem Konzept ausgegangen, daß genau jenes Beckenvolumen belüftet wird, das für die Nitrifikation benötigt wird, so steht das restliche Beckenvolumen für die Denitrifikation zur Verfügung. Damit ist das Denitrifikationsvolumen gegeben. Es muß nur noch dafür gesorgt werden, daß das zu denitrifizierende Nitrat in die anoxische Zone gelangt. Bei allen Anlagentypen mit simultaner oder intermittierender Nitrifikation/Denitrifikation stellt dies kein Problem dar. Bei kaskadenförmig ausgebildeten Belebungsbecken (vorgeschaltete Denitrifikation) muß nitrathältiger Schlamm in die Denitrifikationszone verfrachtet werden. Es ist also eine Rezirkulation notwendig.

3.3 Einfluß der nitrifizierbaren Stickstofffracht

Es soll an dieser Stelle nochmals näher auf die Feststellung eingegangen werden, daß die Menge der Nitrifikanten im System zu maximieren ist. Dies ist eine grundlegende Forderung, da nur "mit vorhandenen Bakterien" gearbeitet (geregelt) werden kann. Daraus wurde bereits gefolgert, daß jedes Milligramm an Ammonium das die Anlage verläßt einen Verlust an Nitrifikanten darstellt. Geht man z.B. von 25 mg/l nitrifizierbaren Stickstoff in einem kommunalen Abwasser und von einer "theoretischen" Regelung der Nitrifikation auf im Ablauf zulässige 5 mg NH_4-N /l aus, so würde diese Einstellung der Regelung zu einem "Verschenken" von 20 % Nitrifikationskapazität führen. Ob im Tagesmittel also auf 5 mg NH_4-N /l oder 2 mg NH_4-N /l geregelt wird, hat hinsichtlich der vorhandenen Nitrifikationskapazität keinen vernachlässigbaren (12 %) Einfluß mehr.

Eine funktionierende Regelung der Nitrifikation auf geringe Ammoniumablaufwerte (wie auch immer bewerkstelligt) wird neben dem Einhalten der geforderten Auflagen also auch dazu beitragen, daß die Masse der Nitrifikanten im System maximiert wird. Es ist dabei zu beachten, daß diese Maximierung nur auf Basis der <u>nitrifizierbaren</u> Stickstofffracht erfolgen kann. Ändert sich die nitrifizierbare Stickstofffracht, so ändert sich auch die Masse der Nitrifikanten im System. Anhand des folgenden Beispiels soll gezeigt werden, daß es trotz vorhandener Regelung der Belüftung und Variation des belüftbaren Volumens, zu einem Durchbruch von Ammonium kommen kann, wenn der nitrifizierbare Stickstoff sich innerhalb kurzer Zeit deutlich verändert.

Bei Pilotversuchen zur Anpassung der Regionalkläranlage Linz-Asten an den Stand der Technik, wurde beginnend mit Ende November bis Mitte Dezember 1993 eine stetige Verringerung der Stickstofffrachten im Zulauf der Versuchsanlage, bei gleichbleibender Zulaufmenge, von ca. 1,1 kg TKN/d auf ca. 0,4 kg TKN/d festgestellt. Ursache war die Reduktion des Stickstoffausstoßes der Großindustrie in Linz, die angesichts der nahenden Weihnachtsfeiertage die Produktion drosselte (Abbildung 1).

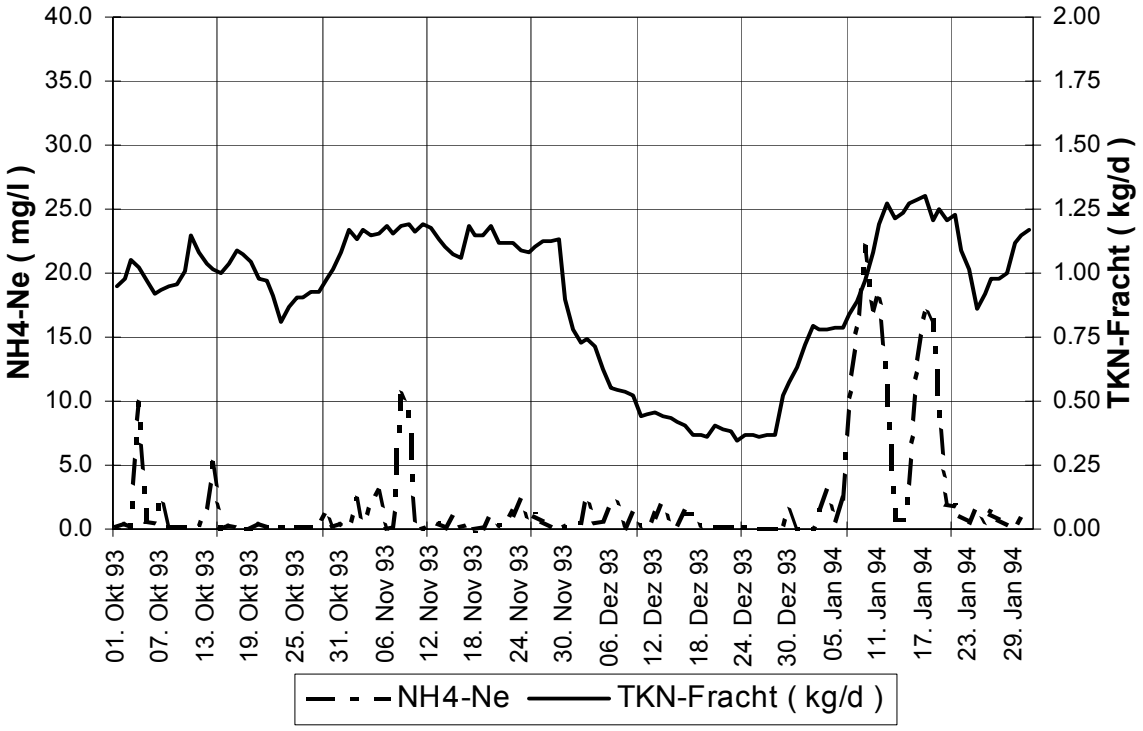


Abbildung 1: Verlauf der TKN-Zulauffracht und der AmmoniumAblaufkonzentration der Pilotanlage zur Anpassung der Regionalkläranlage LinzAsten (SCHWEIGHOFER, 1997).

Jeweils nach Ende der Weihnachtsfeiertage und der Weihnachtsferien wurde ein Anstieg des Stickstoffs im Abwasser registriert. Mit dem zweiten Anstieg am Ende der Weihnachtsferien kam es zu einem massiven Ammoniumdurchbruch (Abbildung 1). Dieser Durchbruch von Ammonium erfolgte trotz Regelung der Belüftung und Variation des aeroben Volumens von 50 bis 82 % des Belebungsbeckens und Anstieg des Schlammalters. Dies hat zwei Ursachen, neben der mit dem zweiten Stickstoffanstieg einhergehenden Hemmungserhöhung (SCHWEIGHOFER, 1997), war mit dem Ende der Weihnachtsfeiertage nur mehr ca. 65 % der ursprünglichen Nitrifikantenmasse vorhanden (vgl. Abbildung 2). Diese Reduktion der Nitrifikanten erfolgte trotz steigendem Schlammalters, aufgrund des Rückganges an nitrifizierbarem Stickstoff.

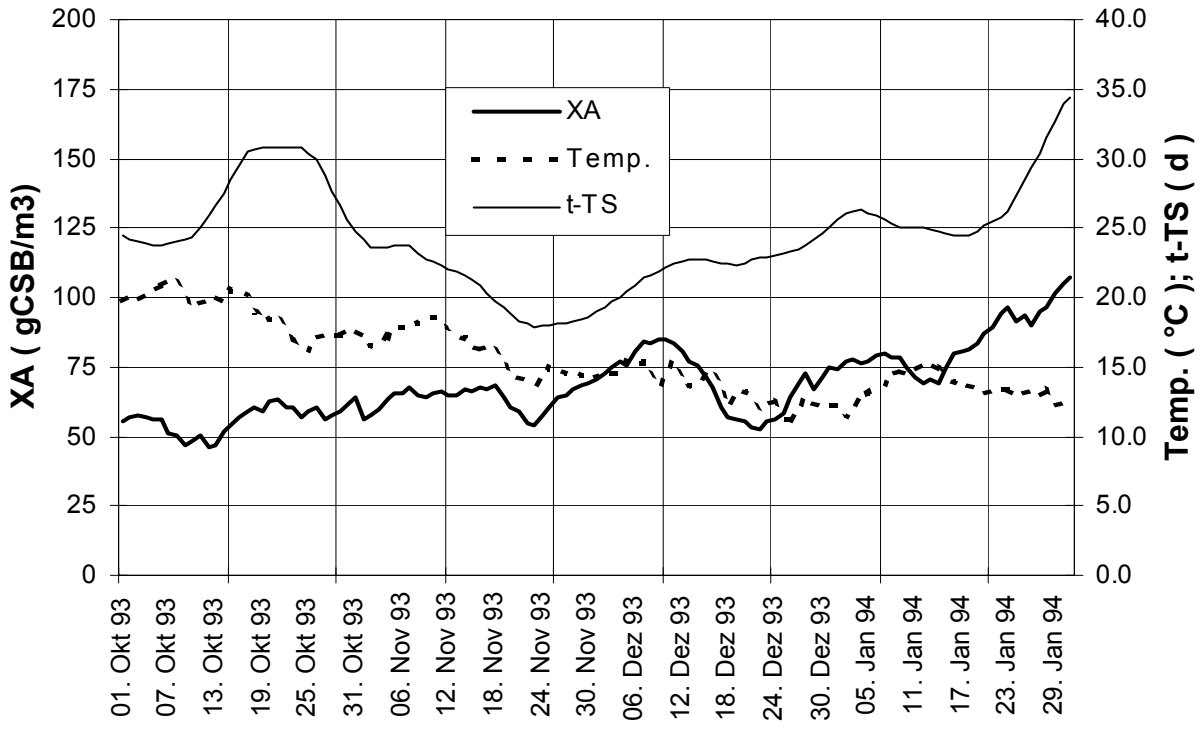


Abbildung 2: Verlauf von Temperatur, Schlammalter und Nitrifikantenkonzentration in der Pilotanlage zur Anpassung der Regionalkläranlage LinzAsten (SCHWEIGHOFER, 1997).

3.4 Einfluß des Schlammalters

Es ist allgemein anerkannt, daß das Schlammalter für den Betrieb und damit auch für die Bemessung einer Belebungsanlage von entscheidend ist. Das vorangegangene Beispiel zeigt allerdings, daß mit alleinigem Erhöhen des Schlammalters nicht immer eine Verbesserung der Situation zu erreichen ist.

- Eine <u>notwendige</u> Bedingung für die Bemessung ist, daß das Schlammalter so hoch sein muß, daß ein Ausschwemmen der Nitrifikanten aus dem System verhindert wird <u>Sicherheit gegen Ausschwemmen</u>.

- Neben dieser notwendigen Forderung, steht die Forderung nach <u>Sicherheit gegen Überlastung</u> aufgrund schwankender Stickstofffrachten.

Entsprechend dieser beiden Anforderungen können in Anlehnung zu GUJER (1991) zwei "Sicherheitsfaktoren" abgeleitet werden. Einerseits:

- Sicherheitsfaktor gegen Ausschwemmen

$$SF_{ausw} = \frac{\left(\mu A \frac{V_N}{V_{BB}} - bA\right)}{Dx} \geq 1 \qquad \text{Gleichung 1}$$

und andererseits ein

- Sicherheitsfaktor gegen kurzfristige Stoßbelastung unter Vernachlässigung der Speicherung im Belebungsbecken muß der Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen SF_{st} größer als der Schwankungsfaktor der Stickstofffracht SF Verhältnis der maximalen zu nitrifizierenden 4StundenFracht zur mittleren nitrifizierten 4StundenAmmoniumfracht über ein aerobes Schlammalter (NOWAK und SVARDAL, 1990) sein.

$$SF_{St} = \frac{\mu A \frac{V_N}{V_{BB}}}{(Dx + bA)} \geq 1 \geq SF \qquad \text{Gleichung 2}$$

Mit:

SF_{ausw}	Sicherheitsfaktor gegen Auswaschen	[ ]
SF_{st}	Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastung	[ ]
SF	Schwankungsfaktor der Stickstofffracht	[ ]
µA	Maximale Wachstumsrate (15 °C)	0,52 [1/d]
bA	Zerfallsrate (15 °C)	0,05 [1/d]
Dx	Überschußschlammabzugsrate	1/tTS [1/d]
V_N	belüftetes aerobes Belebungsbeckenvolumen	[m^3]
V_{BB}	Belebungsbeckenvolumen	[m^3]

Wie aus der Gleichung 1 ersichtlich ist, ist es theoretisch möglich, mit steigendem Schlammalter bzw. fallender Überschußschlammabzugsrate ($Dx \rightarrow 0$) die Sicherheit gegen Ausschwemmen linear bis unendlich zu erhöhen (Abbildung 3).

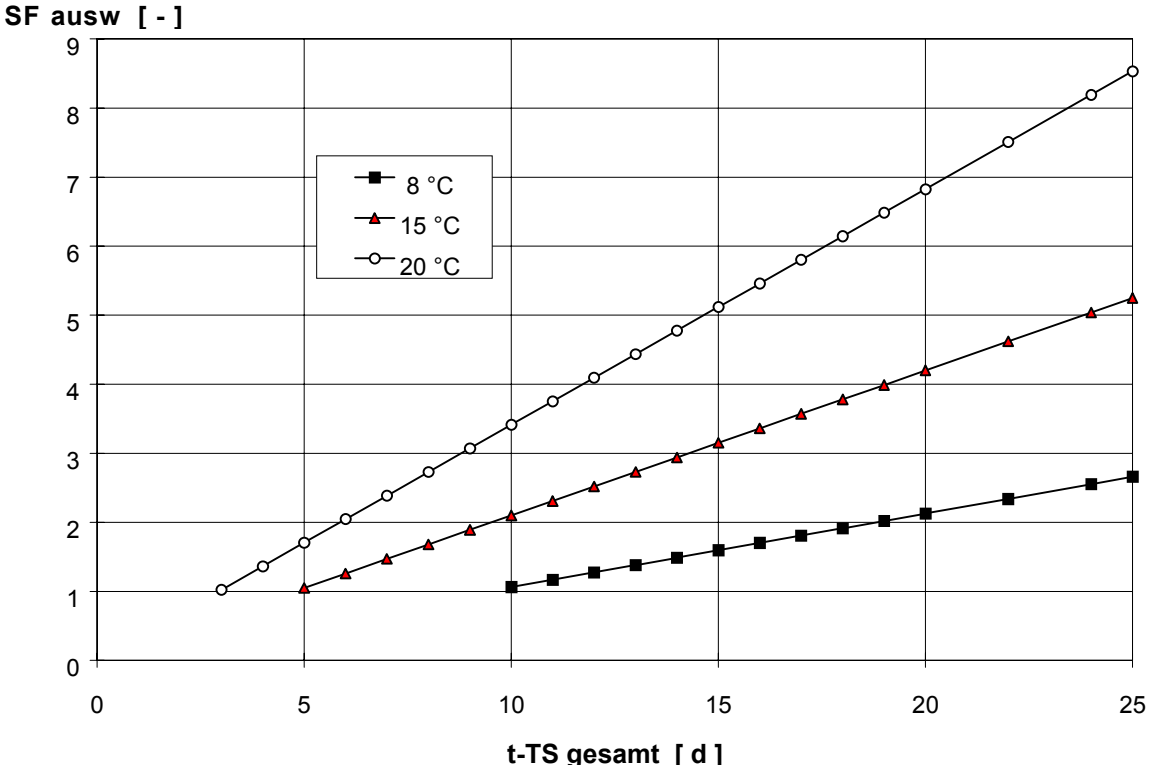


Abbildung 3: Lineare Zunahme der Sicherheit gegen Auswaschen der Nitrifikanten in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter (V_N/V_{BB} const. 50 %) und unterschiedlichen Temperaturen.

Die Sicherheit gegen stoßweise Belastung kann dahingegen nur begrenzt mit steigendem Schlammalter angehoben werden (Abbildung 4), denn bei unendlich großem Schlammalter (tTS = ∞) wird die Überschußschlammabzugsrate (Dx) zu Null und die Sicherheit gegen kurzfristige Überlastung maximal zu:

$$SF_{St} = \frac{\mu A \frac{V_N}{V_{BB}}}{(Dx + bA)} \geq 1 \xrightarrow{Dx \to 0} \frac{\mu A \frac{V_N}{V_{BB}}}{bA} \qquad \text{Gleichung 3}$$

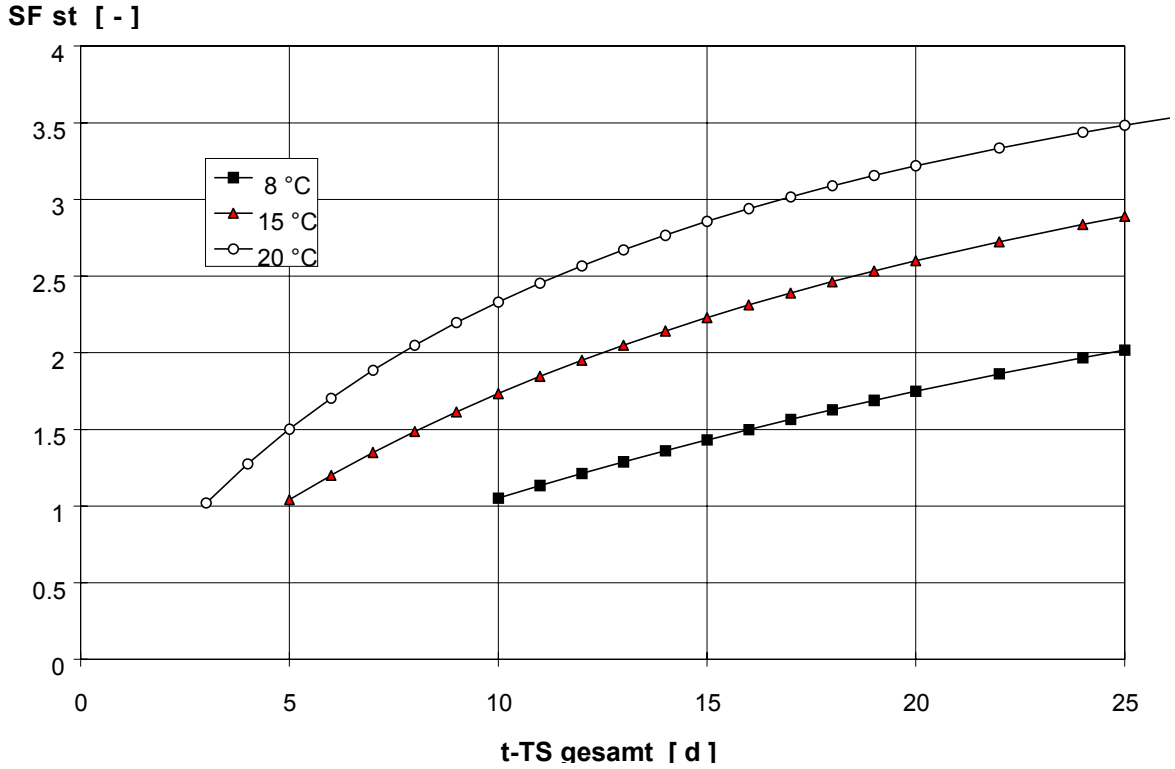


Abbildung 4: Zunahme der Sicherheit gegen kurzfristige Stoßbelastungen (24 Stunden) in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter (V_N/V_{BB} const. 50 %) und unterschiedlichen Temperaturen.

Dadurch wird deutlich, und vielen ist das auch intuitiv bewußt, daß eine Anlage nicht plötzlich grenzenlos mit Stickstoff belastet werden kann. Begründet liegt diese Tatsache darin, daß bei konstanter nitrifizierbarer Stickstofffracht und steigendem Schlammalter (fallender Überschußschlammabzugsrate Dx → 0) das vorhandene Nitrifikationspotential (NOWAK, 1996) MXA*µA/YA ($kgNO_3N/d$) dem Grenzwert von

$$MXA * \mu_A \;/\; Y_A = \frac{N_{ox}}{(b_A + D_x)} * \mu_A \xrightarrow{D_X \to 0} \frac{N_{ox} * Y_A}{b_A} * \mu_A \;\left[kgNO_3 - N / d\right]$$

Gleichung 4

Mit:

MXA	Masse an Nitrifikanten	[kgXA (als CSB)]
N_{ox}	mittlere pro Tag gebildete Nox-N Fracht	[kg/d]
Y_A	Ertragskoeffizient der Nitrifikanten	0,24 [kgXA/kgNOxN]

zustrebt.

D.h., das maximal erreichbare Nitrifikationspotential und damit die Sicherheit gegen Überlastung ist begrenzt. Die Ursache liegt darin, daß mit steigender Temperatur und zunehmendem Schlammalter (fallende Überschußschlammabzugsrate Dx) deren Einfluß immer geringer wird, bis der Verlust an Nitrifikanten nur mehr vom "Zerfall" bA abhängt, und somit vom Anlagenbetrieb (Überschußschlammabzug) unabhängig ist.

Geht man z.B. von einer Belebungsanlage mit 15 Tagen Gesamtschlammalter und einer Temperatur von 15 °C aus, so ergibt sich für diese Anlage aus Abbildung 3 eine ausreichend hohe Sicherheit gegen Auswaschen von über 3. Für diese Anlage errechnet sich ein Sicherheitsfaktor gegen Stoßbelastungen von ca. 2,25 (Abbildung 4). Aus Messungen auf Kläranlagen ist bekannt, daß dieses Verhältnis der Spitzen zur mittleren Tagesfracht im Bereich von 2 bis 3 und darüber liegen kann (NOWAK und SVARDAL, 1990). Um im gegebenen Fall starre Volumenaufteilung eine Schwankung von 3 abdecken zu können, müßte das Gesamtschlammalter auf über 25 Tage angehoben werden. Eine betriebliche Maßnahme, die nicht so ohne weiteres durchführbar ist. Zielführender ist hier natürlich die Variation des aeroben Anteils am gesamten Belebungsbeckenvolumen. Durch Erhöhung des belüftbaren Anteils auf z.B. 75 % kann eine deutlich größere Schwankungsbreite der zu nitrifizierenden Stickstofffrachten allerdings zu Lasten der Denitrifikation abgedeckt werden (Abbildung 5).

Es ist nur naheliegend daß eine starre Aufteilung des Volumens für den Betrieb ökonomisch nicht sinnvoll sein kann. Ziel muß daher sein, eine weitgehende Variation der belüftbaren Zonen und der jeweils benötigten Luftmengen zu ermöglichen. Dies ist ein ursächlicher Grund für eine Regelung der Nitrifikation/Denitrifikation über die Regelung der Sauerstoffzufuhr und deren Verteilung auf die benötigten Beckenanteile (FREY, 1998, ATV, 1991). Deutlich wird auch, daß das aerobe Schlammalter keine über den Tag konstante, sondern entsprechend der dynamischen Anpassung des belüfteten Volumens an die aktuelle Belastung, eine sehr variable Größe darstellt.

Aus der Abbildung 5 wird auch deutlich, daß trotz Erhöhung des aeroben Anteils keine beliebige Steigerung der Schwankungen der Stickstofffrachten zulässig ist. Für diese gewählte Anlage wäre bei einem V_N/V_{BB} Verhältnis von 0,75 eine Schwankungsbreite von ca. 4,3 beherrschbar.

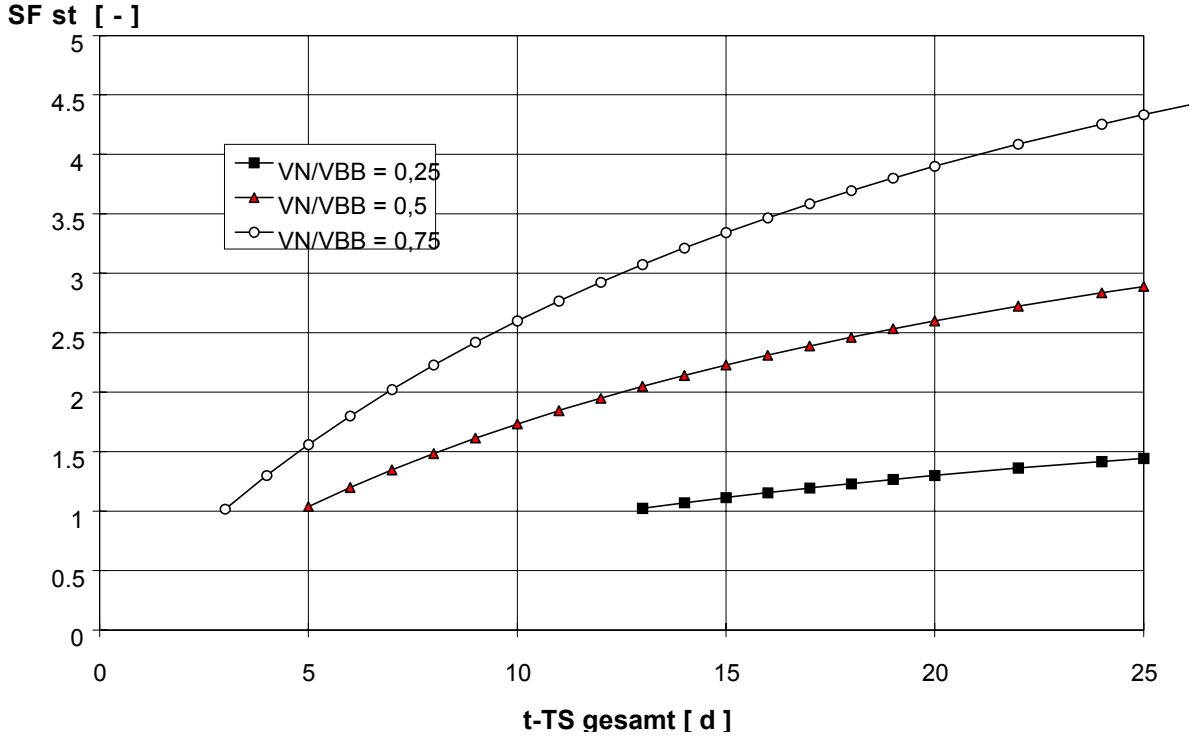


Abbildung 5: Veränderung der beherrschbaren Schwankungsbreite kurzfristiger Stickstofffrachtschwankungen (24 Stunden) in einer Belebungsanlage mit steigendem Schlammalter und variierendem aeroben Beckenvolumen.

Es sei in diesem Zusammenhang auf die vielfach geübte Praxis des diskontinuierlichen Schlammentwässerns hingewiesen. Viele, vor allem kleinere Kläranlagen, entwässern ihren zwischengestapelten Überschußschlamm oft nur mehrmals pro Jahr. Begründet liegt das meist in einer fehlenden eigenen Schlammentwässerung. Die Schlammentwässerung wird daher vielfach von Fremdfirmen mit mobilen Pressen durchgeführt, die aus ökonomischen Gründen nur einige Male pro Jahr beauftragt werden. Dieses konzentrierte Entwässern der fast immer "unbelüftet kalt gestapelten" Schlämme führt aufgrund oftmals fehlender Zwischenspeicherung des Filtrats zu einer starken Erhöhung der direkt in die Anlage eingeleiteten Stickstofffracht, so daß deren Kapazität überschritten wird und es mitunter über Tage zu erhöhten Ammoniumablaufwerten kommt. In solchen Fällen kann auch die perfekteste Regelung der Belüftung nicht verhindern, daß es zu Überschreitungen kommt, da schlicht und einfach die nötigen Nitrifikanten fehlen.

Die zentrale Aussage dieser vorangegangenen Betrachtungen ist, daß die Schwankungen der Stickstoffbelastung, das erforderliche aerobe Schlammalters

bestimmen. Gesichert geringe Ammoniumablaufwerte können daher nur durch die Minimierung der Schwankungen der Stickstoffbelastung eingehalten werden (NOWAK und SVARDAL, 1990). Für Indirekteinleiter oder interne Stickstoffrückflüsse, die starke Schwankungen an Stickstoff im Abwasser (SF > 3) bewirken, sind daher unbedingt mengen bzw. frachtausgleichende Maßnahmen vorzusehen. Eine Regelung der Nitrifikation und Denitrifikation kann nur unter diesen Rahmenbedingungen erfolgreich sein.

3.4.1 Strategien für die Einstellung des Schlammalters/Überschußschlammabzuges

Die Basis eines gesicherten Betriebes einer Belebungsanlage ist das Schlammalter. Es sollte daher dem Betreiber jederzeit dieser wichtige Betriebsparamter bekannt sein. Wie die Erfahrung zeigt, ist das nur bedingt gegeben. Vielfach liegt es daran, daß die entsprechenden Mengenmessungen (Überschußschlammabzug, Menge des eingedickten Schlammes) fehlen oder fehlerhaft sind. Zu diesem Problem der Mengenerfassung kommt meist noch, daß der Überschußschlamm aus dem Rücklaufschlamm abgezogen wird. Da viele Anlagen mit konstanter Rücklaufschlammförderung fahren, kommt es zwangsläufig zu Schwankungen des Trockensubstanzgehaltes im Rücklaufschlamm, die mit der meist nur einmal pro Tag durchgeführten TS_{RS} Bestimmung nicht erfaßt werden.

Konsequenz daraus ist, daß vielfach dem Betreiber das aktuelle Schlammalter nicht bekannt ist, oder es falsch errechnet wird. Angesichts der Bedeutung des Schlammalters für den Betrieb der Belebungsanlage kein befriedigender Zustand. Weshalb viele Anlagen trotzdem sehr gute Ablaufwerte erbringen, liegt oft daran, daß es sich um Anlagen handelt die auf gleichzeitige aerobe Schlammstabilisierung mit dementsprechend hohem Schlammalter oder um noch nicht ausgelastete Anlagen handelt. Die Tatsache, daß die Anlage trotz Unkenntnis des Schlammalters gut funktioniert, sollte nicht dazu führen, daß keine Anstrengungen in Richtung Erfassung des tatsächlichen Schlammalters vorgenommen werden. Besonders bei 2stufigen Anlagen kommt dem Einhalten des erforderlichen Schlammalters in der 1. wie der 2. Stufe große Bedeutung zu.

Beim Betrieb einer Belebungsanlage kann von zwei grundsätzlichen Strategien ausgegangen werden:

- Halten eines konstanten (maximalen) Trockensubstanzgehaltes in den Belebungsbecken
- Halten eines bestimmten (minimal notwendigen) Schlammalters

Die Strategie des Halten eines konstanten (maximalen) Trockensubstanzgehaltes läßt eine Schwankung des Schlammalters entsprechend der aktuellen Belastung und der daraus resultierenden Schlammproduktion zu. Eine aktive Steuerung des Schlammalters erfolgt nicht. Diese Strategie entspricht dem Einstellen des maximal möglichen Schlammalters. Unter Einhaltung minimaler Ammoniumablaufkonzentrationen, wird somit die Sicherheit für die Nitrifikation maximiert. Bei entsprechend hohen Schlammaltern kann zusätzlich zwischen Optimierung der Denitrifikation und Minimierung des Energieeinsatzes oder Optimierung der Schlammstabilisierung entschieden werden (vgl. NOWAK, 1998, in diesem Band). Diese Strategie des Betriebes ist von der Leistungsfähigkeit der Nachklärbecken begrenzt.

Die Strategie des Halten eines bestimmten (minimalen) Schlammalters entspricht dem gesteuerten Betrieb einer biotechnologischen Anlage. Bei der Wahl des einzustellenden Schlammalters kann z.B. neben der sicheren Einhaltung der geforderten Stickstoffentfernung gesichert minimale Ammoniumwerte bei geforderter Denitrifikation der Anfall an organischem Überschußschlamm maximiert werden. Wobei diese Strategie bei Anlagen mit beheizter Schlammfaulung sinnvoll ist, da der Energieeinsatz für die Belüftung, unter gleichzeitiger Optimierung des Faulgasgewinnes, minimiert wird.

Energetisch kaum ungünstiger ist die Betriebsstrategie der Minimierung der Ammoniumablaufwerte und der Optimierung der Denitrifikation (minimale Nitratablaufwerte). Bei dieser Betriebsstrategie wird der für die Nitrifikation eingesetzte Sauerstoff weitgehend zurückgewonnen. Der Anfall des organischen Überschußschlammes wird aufgrund der minimierten aeroben und maximierten anoxischen Zonen nur unwesentlich geringer sein (NOWAK, 1998) als bei der vorherigen Strategie. Bei dieser Strategie wird sich jedoch die Sicherheit für die Nitrifikation (höheres Gesamtschlammalter) erhöhen.

Generell muß auch bei dieser Strategie beachtet werden, daß mit höherem Schlammalter und dem Mehr an Trockensubstanz, die Nachklärung nicht überlastet wird.

Die grundsätzlichen Möglichkeiten des Steuern und Regeln des Trockensubstanzgehaltes beim Belebungsverfahren können dem ATV Merkblatt 266 (ATV, 1997) entnommen werden. Im Rahmen dieses Vortrages soll darauf nicht weiter eingegangen werden. Wesentlich ist jedoch, daß alle Formen des Überschußschlammabzuges möglichst kontinuierlich erfolgen müssen, um die volle Leistungsfähigkeit des Belebtschlammes auszunutzen. Auf vielen Kläranlagen ist es Praxis, daß der Überschußschlamm diskontinuierlich abgezogen wird. Aus organisatorischen Gründen (nur 5 Tage pro Woche besetzt) oder Gründen der Ausrüstung (zu hoch ausgelegte ÜS-Pumpen) wird oft innerhalb weniger Stunden am Tag der Überschußschlamm abgezogen, was meist mit der Belastungsspitze am Vormittag zusammenfällt. Vielfach wird der Überschußschlamm auch nur einmal wöchentlich abgezogen.

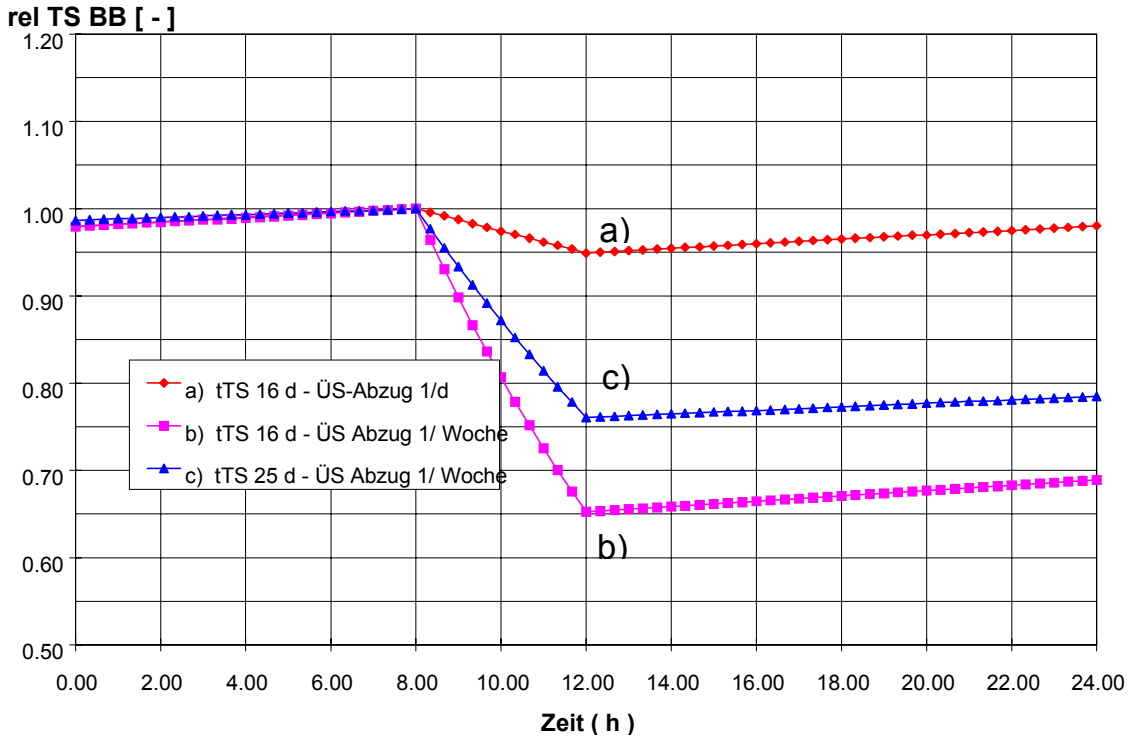


Abbildung 6: Relative Veränderungen des Trockensubstanzgehaltes in einer Belebungsanlage bei diskontinuierlichem ÜS-Abzug
(a) 1/d tTS = 16d (b) 1/Wo tTS = 16 d (c) 1/Wo tTS = 25d.

Die Auswirkungen dieser Formen des Überschußschlammabzuges sind in der Abbildung 6 exemplarisch für drei Fälle dargestellt. Im Falle einer Kläranlage mit einem angenommenen Schlammalter von 16 Tagen, wird der Überschußschlamm einmal täglich über 4 Stunden (a) und einmal pro Woche (b)

ebenfalls über vier Stunden abgezogen. Für eine Anlage mit 25 Tagen Schlammalter wird ebenfalls die Auswirkung eines einmal wöchentlichen Überschußschlammabzuges (c) dargestellt.

Im Falle a erfolgt eine Reduktion der zur Verfügung stehenden Aktivität von ca. 5 %, im Falle b von ca. 35 % und Falle c von ca. 25 %. Es wird deutlich, daß diese Formen des ÜS-Abzuges zu drastischen Verminderungen der Leistungsfähigkeit führen und zu vermeiden sind.

4 Praktische Möglichkeiten zur Optimierung der Nitrifikation/Denitrifikation in einstufigen Belebungsanlagen

4.1 Allgemeines

Oberstes Gebot für alle nitrifizierenden Kläranlagen muß die Optimierung der Nitrifikation sein. Nur wenn die Nitrifikanten durch einen zu geringen pH-Wert gehemmt sind, kann es notwendig sein je nach Möglichkeit (Verfahrenstechnik, Abwasserzusammensetzung) die Denitrifikation zu "bevorzugen".

Die Prozesse Nitrifikation und Denitrifikation, die aus der Sicht des Substrats in starker Wechselwirkung stehen, aus mikrobiologischer Sicht aber grundsätzlich verschiedene Prozesse darstellen, sind heute die zentralen Punkte der Abwasserreinigung. Sie stellen die höchsten Anforderungen, sowohl auf die Bemessung, als auch auf den Betrieb und die Regelung und Steuerung von Kläranlagen.

Das Konzept der vorgeschalteten Denitrifikation mit strikter räumlicher Aufteilung des Belebungsbeckens in einen unbelüfteten und einen belüfteten Beckenteil ist als veraltet zu bezeichnen. Es kann sich keine Kläranlage mehr leisten, Nitrifikanten. die ja in der Denitrifikationszone in gleicher Konzentration vorliegen wie im aeroben Beckenteil im Bedarfsfall nicht belüften zu können.

Hier noch einige Anmerkungen zur vorgeschalteten Denitrifikation:

Der schnell abbaubare CSB im kommunalen Abwasser, also jener Anteil der sofort veratmet (oder denitrifiziert) werden kann, liegt bei 10 20 % des

gesamten CSB. Dies gilt für Abwasser während der Zeit der hohen Belastung, in den Nachtstunden kann der Anteil noch wesentlich geringer sein (Vorabbau im Kanalnetz). Um diesen schnell abbaubaren CSB (der zu einer "erhöhten Kohlenstoff-Atmung" führt) für die Denitrifikation auszunutzen genügt es, etwa 10 % des gesamten Beckenvolumens als vorgeschaltete Denitrifikationszone auszubilden. Als Nitratlieferant reicht für dieses Beckenvolumen in der Regel die Rücklaufschlammenge aus. Sollte zu bestimmten Tageszeiten der Nitratgehalt in diesem Becken auf 0 mg/l gehen, schafft man eine anaerob Zone, die für die erhöhte biologische Phosphorentfernung günstig ist. Ob man die anaeroben Verhältnisse räumlich oder zeitlich schafft ist letztlich egal.

Die nachfolgende Ausbildung der Belebungsbecken ist von untergeordneter Bedeutung. Es können weitere vorgeschaltete Denitrifikationszonen folgen oder simultan nitrifiziert/denitrifiziert werden. In den gesamten nachfolgenden Beckenteilen kann mit einem konstanten Sauerstoffverbrauch gerechnet werden. Bei weiteren vorgeschalteten anoxischen Kaskaden muß nitrathältiges Abwasser aus der letzten Kaskade zurückgepumpt werden.

4.2 Meßtechnik

Jede Regelung und Steuerung ist auf kontinuierliche Meßwerte (Werte von kontinuierlichen Analysengeräten oder Meßwertaufnehmer) angewiesen. Ohne einen Ist-Wert zu kennen, kann kein Soll-Wert erreicht werden. Die Entwicklung der Prozeßleittechnik ist in den letzten 15 Jahren so weit fortgeschritten, daß das auf Kläranlagen Wünschenswerte aus elektronischer Sicht auch weitgehend machbar sein sollte. Es ist heute so, daß die Meßwertaufnehmer oft das schwächste Glied in der gesamten Meßkette bilden bzw. den höchsten Wartungsaufwand benötigen.

Es kann trotzdem behauptet werden, daß ausreichend betriebssichere Meßwertaufnehmer auf dem Markt sind, die bei guter Wartung einen hohen Grad an Verfügbarkeit garantieren (BAUMANN, 1997). Auch die Probenaufbereitung für kontinuierliche Analysen im Belebtschlamm ist technisch gelöst (Ultrafiltration) und funktioniert bei Einhaltung einiger wichtiger Regeln zuverlässig (KAYSER, 1989). An vielen Problemen der Meßwerterfassung ist nicht der Meßwertaufnehmer schuld, sondern der Ort des Einbaues ist nicht günstig oder ungeeignet. Dies muß bei der Planung der Kläranlage bzw. bei jedem nachträglichen Einbau eines Meßwertaufnehmers

genau durchdacht und berücksichtigt werden. Auf die verschiedenen Meßwertaufnehmer und kontinuierlichen Analysengeräte soll hier nicht näher eingegangen werden (siehe dazu: BOLL, 1987; SVARDAL, 1991; TEICHGRÄBER u. BOLL, 1988; ZÜLLIG, 1988).

4.2.1 Veränderung des mit Sauerstoff versorgten Beckenvolumens

4.2.1.1. Regelung nach dem Ammoniumgehalt

Es scheint auf den ersten Blick am sinnvollsten, das aerobe Beckenvolumen nach dem Ammoniumgehalt im Belebungsbecken zu regeln, also die Nitrifikationskapazität dem Substrat anzupassen. Dies ist zwar richtig und letztendlich auch anstrebenswert, bereitet jedoch in der Praxis einige Probleme. Es wird allgemein gefordert Belebungsanlagen mehrstraßig auszuführen um im Revisionsfall immer nur einen kleinen Teil der Anlage außer Betrieb nehmen zu müssen. Da die Praxis zeigt, daß es schwierig zu sein scheint, Abwasser auf mehrere Straßen gleichmäßig aufzuteilen, ist es notwendig jede Straße für sich zu regeln, also eine eigene Regelung und auch einen eigenen Meßwertaufnehmer zu installieren.

Eigentlich ist es kaum vertretbar, daß eine so entscheidende Regelung (Sauerstoffversorgung) ohne Redundanz beim Meßwertaufnehmer ausgeführt wird. Es sollte im Prinzip jeder Meßwert durch einen zweiten Meßwert kontrolliert werden, um die Funktion des Monitors zu überprüfen. Diese hohe Zahl von Analysengeräten für den Parameter Ammonium scheint auf Grund des Wartungsaufwandes und des Preises der Meßgeräte kaum vertretbar zu sein.

Als drittes Problem bei der Steuerung basierend auf dem Ammoniumgehalt muß die doch recht hohe Verzögerung einiger Meßwertaufnehmer genannt werden. Das System neigt dann zum Schwingen. All diese Punkte werfen einen gewissen Schatten auf diese Art von Regelung. Der Ammoniumgehalt kann dazu herangezogen werden, um bei simultanen Nitrifikations- Denitrifikationsanlagen Belüfter zu und abzuschalten oder bei kaskadenförmig ausgebildeten Anlagen Becken zu belüften oder die Belüftung abzuschalten.

In der nachfolgenden Abbildung 7 wird das Regelverhalten einer ammoniumgeführten Belüftung in einer kaskadenförmig ausgebildeten Belebungsanlage dargestellt. Über Maximum-Minimum Regler konnte in

Abhängigkeit des Ammoniumgehalts im Belebungsbeckenablauf die Belüftung von zwei Kaskaden abgestuft zugeschalten werden. Jede dieser Kaskaden repräsentiert dabei 16 % zusätzliches aerobes Volumen. Das ständig belüftete aerobe Volumen betrug 50 %. Bei Überschreitung des ersten Maximalwertes von 1,5 mg NH_4N/l wurde die Belüftung der ersten Kaskade zugeschalten, stieg das Ammonium auch noch über den Maximalwert der zweiten Kaskade (3,0 mg/l) wurde die Belüftung der zweiten Kaskade zugeschalten. Unterschritt das Ammonium den Minimalwert für die zweite Kaskade (1,5 mg/l) wurde diese Belüftung weggeschalten, wurde auch der Minimalwert (0,5 mg/l) der ersten Kaskade unterschritten, wurde diese Belüftung ebenfalls weggeschalten. Aufgrund der Totzeiten in der Anlage selbst (Messung im Ablauf der Belebung und Reaktion in davor liegenden Kaskaden) und in den OnLineGeräten (im gegeben Fall in Summe ca. 1 Stunde) kommt es zu Schwingungen des Ammoniums und zu entsprechenden Schalthäufigkeiten der Belüftung. Dieses Beispiel zeigt anschaulich, welche Variationsbreite an belüftetem Volumen nötig ist, um gesichert geringe Ammoniumablaufwerte einzuhalten (Abbildung 8). Deutlich wird auch, daß das aerobe Schlammalter nur eine statistische mittlere Größe ist und als Absolut/Fixwert nicht existiert.

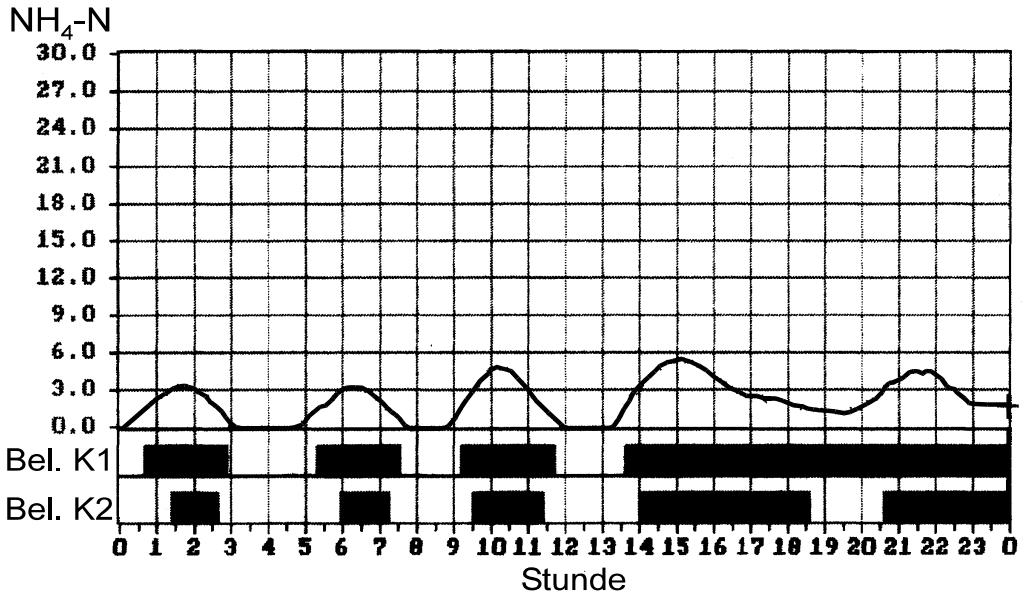


Abbildung 7: Regelverhalten einer ammoniumgeführten Belüftung in einem in Kaskaden unterteilten Belebungsbecken.

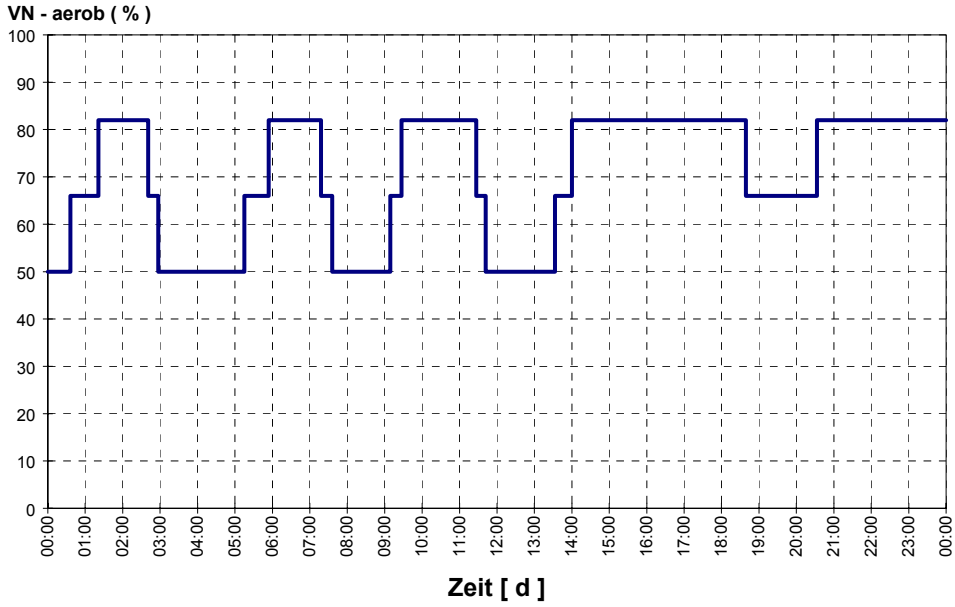


Abbildung 8: Variation des aeroben Volumens aufgrund der NH_4N geführten Belüftungsregelung in einer kaskadenförmig ausgebildeten Belebung.

Bei Anlagen mit intermittierender Belüftung kann Ammonium zur Festlegung des Belüftungs-Pausenzeit-Verhälnisses herangezogen werden.

Bei Anlagen mit Druckbelüftung sollte dieser Regelung eine Regelung des Sauerstoffgehalts überlagert werden um nicht unnötig hohe O_2Konzentrationen (über 2 mg/l) zu erhalten.

Die Wahl des Soll-Werts für die Ammoniumregelung ist nur bedingt abhängig vom Grenzwert. Auf Grund der Trägheit der Regelung (speziell nach oben) muß der Soll-Wert niedriger als der Grenzwert eingestellt werden. Diese Differenz (Sicherheit) ist zum einen vom System, zum anderen, und in der Regel zum wesentlichen größeren Maß, von den Schwankungen der Stickstoffbelastung abhängig. Es ist daher nicht möglich, einen zum Einhalten einer mittleren Ammoniumkonzentration im Ablauf notwendigen Wert vorzugeben, sondern er muß individuell nach den jeweiligen Verhältnissen ermittelt werden. Obwohl bei Temperaturen unter 12°C kein NH_4-N Ablaufwert vorgeschrieben ist, ist es nicht zielführend den Sollwert für die Ammoniumregelung anzuheben. Aufgrund der bei tiefen Temperaturen verminderten maximalen Wachstumsrate und damit Nitrifikationsrate wirken sich die tageszeitlichen Stickstoffschwankungen stärker aus und der mittlere Ammoniumgehalt im Ablauf steigt bei gleichem Sollwert an. Im Zweifelsfall ist der Nitrifikation

gegenüber der Denitrifikation immer der Vorrang zu geben, da die Nitrifikation keinesfalls verloren werden darf.

Besonders bei geringer Säurekapazität im Abwasser und/oder bei hoher Sauerstoffausnutzung muß der pH-Wert im Belebungsbecken (belüfteter Teil) immer kontinuierlich gemessen werden und auf die Ammonium-Regelung Einfluß nehmen. Ein Anstieg der Ammoniumkonzentration infolge einer Hemmung der Nitrifikanten durch einen zu tiefen pH-Wert, wird durch Vergrößerung des belüfteten Beckenanteils und der dadurch geringeren Denitrifikation (Verringerung der Säurekapazität) die Situation noch verschlimmert. Wie am besten zu reagieren ist, muß im speziellen Fall geprüft werden.

4.2.1.2. Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch

Bei Anlagen, die die Anforderungen bezüglich N-Elimination erfüllen sollen (Schlammalter zumeist deutlich über 12 Tagen), kann angenommen werden, daß die Kohlenstoffatmung im belüftbaren Becken kaum tageszeitlichen Schwankungen unterliegt. Der Anteil an schnell abbaubaren Substrat sollte tunlichst für die Denitrifikation genutzt werden. Die Änderung der Atmung im Belebungsbecken wird im wesentlichen durch die Nitrifikanten bestimmt. Steigt die Stickstofffracht, steigt kurze Zeit später die Konzentration von Ammonium im Belebungsbecken. Bei K_NWerten in der Größenordnung von 0.5 mg/l für Ammonium, bewirkt ein Anstieg auf 1 2 mg/l NH_4N bereits eine deutliche Erhöhung des Sauerstoffverbrauchs. Durch kontinuierliche Messung des Sauerstoffverbrauchs kann also indirekt eine steigende Ammoniumkonzentration erkannt werden. Die regelungstechnische Reaktion auf die Erhöhung der Atmung ist prinzipiell die gleiche wie bei einer Regelung nach dem Ammoniumgehalt.

$$OV = OC \cdot \frac{(c_s - c)}{c_s} - \frac{dc}{dt}$$

OV	aktueller Sauerstoffverbrauch
OC	Sauerstoffzufuhr (wird konstant gehalten)
c_S	O_2Sättigungskonzentration. (temperaturabhängig)
c	aktuelle O_2Konzentration (Meßwert)
$\frac{dc}{dt}$	Änderung der Sauerstoffkonzentation

Die Regelung wird seit vielen Jahren auf der Kläranlage Wien-Blumental, der ersten Großkläranlage mit simultaner Nitrifikation/Denitrifikation erfolgreich eingesetzt. Dort wird in ein getrenntes Simulationsbecken mit konstanter Sauerstoffzufuhr ein konstanter Belebtschlammstrom gepumpt, der aktuelle Sauerstoffverbrauch wird anhand der Sauerstoffkonzentration ermittelt.

Steigt oder fällt der Sauerstoffverbrauch in diesem Becken, so wird jeweils ein Rotor nach einer vorgegebenen Reihenfolge zu oder abgeschaltet (USRAEL, 1977; MATSCHÉ, SPATZIERER, 1977). 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_4N/l erreicht werden (MATSCHÉ, 1977 u. 1980). Heute wird bei einem Schlammalter von unter 4 Tagen nur mehr in der warmen Jahreszeit teilweise nitrifiziert (KROISS, 1988).

Der Sauerstoffverbrauch kann bei einer entsprechenden Anlagenkofiguration auch direkt im Belebungsbecken näherungsweise bestimmt werden. Wird in einer Zone eine bestimmte Sauerstoffzufuhr gewährleistet, so kann der Sauerstoffverbrauch aus der aktuellen O_2-Konzentration in dieser Zone und deren Änderung mit der Zeit wie bei getrennter kontinuierlicher Atmungsmessung berechnet werden (SVARDAL, 1997).

Mit einer ähnlichen Regelungsstrategie konnte auf der Kläranlage Mödling unter Betriebsbedingungen die in der Tabelle 1 angeführten Ablaufwerte erreicht werden (FRANZ, 1995). In diesem Falle wurde die Sauerstoffzehrung indirekt über den Sauerstoffgehalt im Belebungsbecken gemessen. Durch die Anordnung einer Sauerstoffsonde pro Becken und dem hier vorgegebenen Sauerstoffgehalt (z.B. 0,4 2,0 mg/l), wurden in einer bestimmten Reihenfolge die Rotoren zu oder weggeschalten.

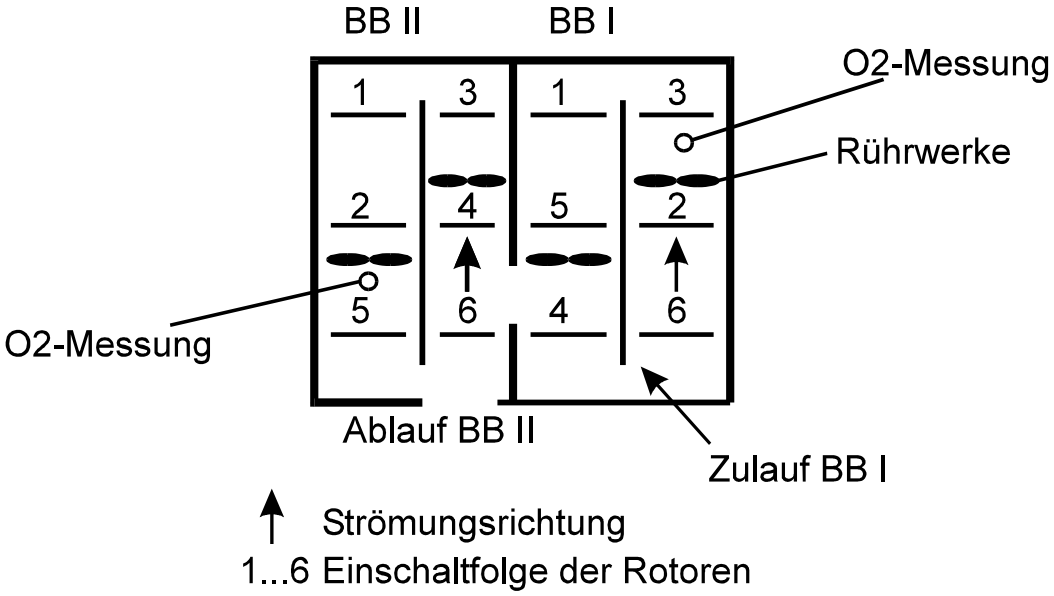


Abbildung 9: Anordnung der Sauerstoffsonden in der KAMödling und die Reihenfolge des Zuschaltens (aus FRANZ, 1995)

Tabelle 1: Ablaufkonzentrationen der Kläranlage Mödling für die Periode 1992 bis 1994 (FRANZ,1995)

Häufigkeit	**CSB**	**TOC**	**NH_4N**	NO_3N	PO_4P	**total P**	SS
20%	**16**	**5.3**	**0.0**	1.8	0.5	**0.4**	1
50% (Median)	**19**	**6.3**	**0.1**	2.7	0.9	**0.6**	3
85%	**25**	**8.0**	**0.3**	4.7	1.5	**0.8**	5
99%	**132**	**16.0**	**3.6**	9.8	2.5	**1.4**	70
Anzahl	**165**	**289**	**731**	729	732	**139**	317

Die Messung des Sauerstoffverbrauchs kann je nach Anlagentyp auch anders erfolgen. Bei Anlagen mit intermittierender Belüftung kann nach Abschalten der Belüftung der Abfall der Sauerstoffkonzentration zur Berechnung der Pausenzeit (Denitrifikationszeit) herangezogen werden. Diese Art der Messung und der darauf basierenden Sauerstoffzufuhrregelung wurde auf vielen, speziell kleineren Anlagen in Oberösterreich realisiert und führt zu sehr guten Ergebnissen (MAYR, 1987).

Als Meßwertaufnehmer sind dafür nur Sauerstoffsonden notwendig, die auf jeder Kläranlage in der Regel installiert sind. Die Messung von gelösten

Sauerstoff kann heute als eine der zuverlässigsten auf Kläranlagen angesehen werden. Der Preis dieser Meßfühler ist relativ gering, so daß die Anbringung mehrerer Sonden an einer Stelle durchaus zu rechtfertigen ist.

4.2.1.3. Regelung nach dem Nitratgehalt

Die Regelung nach den Nitratgehalt im Belebungsbecken war die erste echte Prozeßregelung. Sie wurde von ERMEL (1983) vor rund fünfzehn Jahren entwickelt und vorgestellt. Dabei wird, abhängig vom Nitratgehalt im Belebungsbecken (bei kaskadenförmig ausgebildeten Anlagen in der letzten Kaskade) das aerobe Volumen erhöht oder verringert.

Der große Nachteil dieser Regelung ist jedoch, daß der eigentlich kritische Prozeß, die Nitrifikation, nicht direkt überwacht wird. So wird zum Beispiel eine erhöhte Stickstoffbelastung (ohne gleichzeitig erhöhter CSB-Belastung) nicht erkannt und dadurch auch nicht darauf reagiert. Die Folge davon ist ein Anstieg des Ammoniumgehalts im Ablauf und unter Umständen ein Überschreiten des Grenzwerts.

Obwohl der Nitratgehalt für den entscheidenden Prozeß die Nitrifikation wenig Aussagekraft hat, wird er oftmals als Meßgröße zur Regelung der Nitrifikation/Denitrifikation mit Erfolg angewandt. Dies hat mehrere Gründe. Die Messung von Nitrat ist im Vergleich zu allen anderen On-Line Analysen die bei weitem zuverlässigste und wartungsärmste. Durch die Steuerung der Belüftung an Hand des Nitratgehaltes wird die Denitrifikationszone, also die unbelüfteten Bereiche, so optimiert, daß ein gewisser Nitratgehalt erreicht wird. Der Rest des Beckenvolumens wird räumlich oder zeitlich belüftet. Ist das Gesamtschlammalter ausreichend hoch so wird dieses belüftete Volumen für eine vollständige Nitrifikation von Ammonium ausreichen. Es wird unter Umständen sogar mehr Volumen belüftet als dafür notwendig wäre. Bei knappem Schlammalter kann es dazu kommen, daß das belüftete Volumen zu gering wird also Ammonium in den Ablauf gelangt. In vielen Fällen wird zumindest periodisch (kalte Jahreszeit) das Schlammalter für die Nitrifikation knapp. Bei der Regelung nach dem Nitratgehalt muß der Soll-Wert für Nitrat dem jeweiligen Ammoniumablaufwert (Tagesmittelwert) angepaßt werden.

Die Regelung kann also regelmäßige tageszeitliche Schwankungen unter der Voraussetzung eines annähernd gleichzeitigen Auftreten von N und CSB-Spitze

und eines gleichbleibenden N/CSB-Verhältnisses ohne weiters ausgleichen, muß aber langfristig immer nachjustiert werden.

4.2.1.4. Steuerung über das Redoxpotential

Speziell bei Anlagen, die mit intermittierender Belüftung betrieben werden, kann die Denitrifikationszeit über das Redoxpotential gesteuert werden. Diese Regelung basiert auf der Tatsache, daß mit Hilfe des Redoxpotentials erkannt werden kann, wann Nitrat im Zuge der Denitrifikationsphase verbraucht und damit eine weitere Verlängerung der Denitrifikationszeit unnötig ist (KAYSER, 1987; FRÖSE, 1991).

Sie kann allerdings nur dann sinnvoll eingesetzt werden, wenn eine vollständige Denitrifikation aufgrund der Auslegung der Anlage bzw. der Abwasserzusammensetzung möglich ist, da nur vollständige Nitratreduktion ($NO_3N = 0$) sicher erkannt werden kann.

Die Regelung nach dem Redoxpotential besticht vor allem durch ihre Einfachheit, Wartungsfreundlichkeit und ihren günstigen Preis. Die Messung erfolgt direkt im Belebtschlamm ohne Probenaufbereitung (Ultrafiltration).

Die Optimierung der Denitrifikation bei maximalen aeroben Beckenvolumina entspricht genau der Zielsetzung von Anlagen mit gleichzeitiger aerober Schlammstabilisierung. Somit ist die Steuerung der Denitrifikationszeit mit Hilfe des Redoxpotentials unter Voraussetzung eines ausreichend hohen Schlammalters und günstiger Abwasserzusammensetzung (N/CSB) vor allem für Stabilisierungsanlagen eine sinnvolle Möglichkeit der Optimierung. Sie ist speziell für intermittierend belüftete Anlagen geeignet.

Die Steuerung der Belüftungszeit sollte dabei so erfolgen, daß eine bestimmte Zeit belüftet wird (z.B. 30 Minuten) dabei ist die Sauerstoffkonzentration auf etwa 2 mg/l zu begrenzen (Sauerstoffregelung) danach wird solange die Belüftung abgeschaltet, bis die Nitratkonzentration auf Null abgesunken ("Redox-Knick") <u>oder</u> eine bestimmte Zeit überschritten ist (z.B. 1 Stunde, die eigentliche Denitrifikationszeit ist geringer, da es nach Abschalten der Belüftung eine Zeit dauert, bis der O_2Gehalt auf Null ist). Durch regelmäßige Überprüfung des Ammoniumablaufwertes (Tagesmittelwertes) muß die maximale Pausenzeit (= maximales V_D/V) den Verhältnissen angepaßt werden.

4.2.2 Steuerung und Regelung der Stickstofffracht

Wie bereits besprochen, ist der Ausgleich der zu nitrifizierenden Stickstofffracht die zweite betriebliche Eingriffsmöglichkeit zu Stabilisierung der Nitrifikation. Das regelmäßige Zwischenspeichern von Tagesspitzen wurde bisher bei kommunalen Anlagen wegen der Gefahr des Anfaulens des Abwassers und der damit verbundenen Geruchsentwicklung und möglichen Blähschlammbildung eher abgelehnt. Heute wird für die erhöhte biologische P-Elimination angefaultes Abwasser sogar gewünscht. Wenn der schnell abbaubare CSB im Anaerobbecken oder vorgeschalteten Denitrifikationsbecken genutzt wird, ist eine Entwicklung von Blähschlamm nicht zu erwarten. Die Geruchsentwicklung sollte durch Vermeidung von Wehrüberfällen und zu hohen Turbulenzen zu verhindern sein.

Durch die notwendige Erweiterung vieler Kläranlagen kommt es häufig vor, daß alte Becken "übrig bleiben" (z.B. Vorklärbecken). Diese können sehr oft mit relativ geringem Aufwand in Ausgleichsbecken umgebaut werden. Die Nutzung von bestehenden Regenbecken zur regelmäßigen Zwischenspeicherung der Trockenwetterspitzen ist abzulehnen.

Wie Speicherbecken am besten zu bewirtschaften sind hängt von den jeweiligen Gegebenheiten ab. In vielen Fällen reicht eine Steuerung nach dem Durchfluß aus, wodurch einfach während der Zeit der größten Wassermenge ein Teil zwischengespeichert und nach Absinken wieder zugepumpt wird.

Eine Steuerung des Zuflusses nach der Stickstofffracht im Zulauf ist sehr aufwendig und zumeist nicht notwendig. Möglich ist auch eine Regelung anhand des Ammoniumgehalts im Belebungsbecken. Nach Überschreiten eines bestimmten Grenzwertes wird ein Teil des Zulaufs ins Ausgleichsbecken abgeschlagen und nach Absinken des Ammoniumgehalts wieder zurückgepumpt. Kombinationen bestimmter Regelungen und Steuerungen, wie etwa die Entscheidung, ob bei Änderung des Ammoniumgehalts die belüfteten Zonen oder die Zulaufmenge verändert werden sollen hängen von der speziellen Konfiguration der Anlage und der Abwasserzusammensetzung ab. Hier muß durch spezielle Untersuchungen die optimale Strategie gefunden werden.

Auf jeden Fall zu empfehlen ist eine Bewirtschaftung (Zwischenspeicherung) von Rückläufen aus der Schlammbehandlung (NOWAK, 1993). Beachtet werden muß dabei, daß diese Trüb und/oder Preßwässer ein wesentlich höheres N/CSB-Verhältnis aufweisen, als das Abwasser. Der Zugabezeitpunkt muß daher genau überlegt werden die Nachtstunden sind nicht immer die günstigste Zeit, da dann oft der CSB zum denitrifizieren fehlt.

4.2.3 Regelung der Rezirkulation

Es wurde oftmals vorgeschlagen die Rezirkulationsmenge bei Anlagen mit vorgeschalteten Denitrifikationskaskaden nach dem Nitratgehalt in der letzten anoxischen Kaskade zu regeln. Meiner Ansicht nach ist das nicht nur nicht notwendig, sondern kann sogar ungünstig sein.

Wenn man nämlich versucht, die Rezirkulationsmenge dem Nitratgehalt in der letzten anoxischen Kaskade anzupassen, kann folgender Fall eintreten:

Zu erwarten ist, daß der Nitratgehalt zur Zeit der höchsten Belastung absinkt. Zu diesem Zeitpunkt ist aber auch die Ammoniumkonzentration in den Denitrifikationskaskaden am höchsten. Wird nun die Rezirkulationsmenge erhöht, wird dadurch aus den Denitrifikationskaskaden plötzlich eine höhere Ammoniumfracht in die Nitrifikationskaskaden verdrängt, was letztlich einer Stoßbelastung gleichkommt. Wird das aerobe Beckenvolumen z.B. nach dem Ammoniumgehalt geregelt, müßte dies zur Belüftung von zuvor anoxischen Becken führen. Dadurch wird das Volumen für die Denitrifikation verringert und damit auch die Stickstoffentfernung reduziert.

Bei einer Rezirkulationsmenge entsprechend der dreifachen Trockenwetterzulaufmenge (+ 100 % Rücklaufschlamm) sind theoretisch 80 % denitrifizierbar. Höhere Rückführraten führen in der Praxis zu keiner höheren Stickstoffentfernung. Vielmehr besteht die Gefahr, daß bei höheren Rückführraten Sauerstoff in die Denitrifikationszone geleitet wird, wodurch die Denitrifikation sogar abnimmt (KRAUTH u. ROTH, 1991). Eine kurzzeitige vollständige Denitrifikation und damit anaerobe Verhältnisse in der(n) letzten unbelüfteten Kaskade(n) haben keinen negativen Einfluß auf die Biomasse im Gegenteil, dadurch wird die Phosphorluxusaufnahme begünstigt.

5 Zusammenfassung

Wird eine Kläranlage nach dem heutigen Stand der Technik mit den verfügbaren Meßwertaufnehmern ausgerüstet darf nicht vergessen werden, daß daraus ein erheblicher Wartungsaufwand insbesondere für den analytischinstrumentellen Teil entsteht. Der Schulung des Personals ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Trotz optimaler Regelung und Steuerung werden immer wieder basierend auf der längerfristigen Auswertungen von Trends und der Erfahrung regulierende "menschliche" Eingriffe notwendig sein. Denn nur auf dieser Basis können Regelungen erfolgreich sein und helfen, die geforderten Ablaufwerte einzuhalten und Betriebskosten zu sparen. Eine vollständige Automatisation des Betriebes einer Kläranlage, die die komplexen und vor allen Dingen langfristigen Zusammenhänge in diesem Systeme bewerten kann steckt noch in den Kinderschuhen (LADIGES, 1991).

Sind die Bemessungsdaten richtig gewählt, so wird der Bemessungslastfall auch eintreten, so daß das aus der Bemessung ermittelte Volumen benötigt wird. Einsparungen von Beckenvolumina lassen sich durch Regelung der Nitrifikation/ Denitrifikation nur in geringem Ausmaß erreichen. Sehr wohl lassen sich vorhandene Volumina durch Regelung und Steuerung optimal nutzen (KROISS, 1997)

6 Literatur

ATV Regelwerk, Hinweis H 265, Regelung der Sauerstoffzufuhr beim Belebungsverfahren, 1991

ATV Regelwerk, Merkblatt M 208, Biologische Phosphorentfernung bei Belebungsanlagen, 1994

ATV Regelwerk, Merkblatt M 206, Automatisierung der chemischen Phosphorelimination, 1994

ATV Regelwerk, Merkblatt M 266, Steuern und Regeln des Trockensubstanzgehaltes beim Belebungsverfahren, 1997

Baumann P. u. Schlegel S.: OnLineMeßtechnik auf Kläranlagen Aktueller Stand und Marktpotential für die Zukunft. GMA-Bericht 33, VDI/VDE-Gesellschaft Meß- und Automatisierungstechnik (GMA), Postfach 10 11 39, D40002 Düsseldorf (1997).

Boll R.: Betriebs und Wartungsanleitung für die Regelung der Denitrifikation nach dem Nitratgehalt. Veröffentlichungen des Instituts für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, Heft 42, 99-102 (1987).

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).

Franz A.: Praktische Erfahrungen bei der weitergehenden Abwasserreinigung bei schwachen Vorflutern. Wiener Mitteilungen, Band 125 (1995).

Frey W.: Planung und Gestaltung von Belüftungssystemen. Wiener Mitteilungen, Band 145 (1998).

Fröse G.: Regelungsprobleme Nitrifikation und Denitrifikation. Wiener Mitteilungen, Band 96 (1991).

Gujer W.: Skriptum zur Vorlesung „Biologische Abwasserreinigung“ im Sommersemester 1991, an der ETH Zürich, 1991

Kayser R.: Bemessung von Belebungsanlagen zur Stickstoffentfernung. Veröffentl. des Instituts für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, Heft 42, 67-83 (1987).

Kayser R.: Möglichkeiten und Grenzen der Flexibilisierung von Kläranlagen durch Prozeßregelung. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, Heft 47, 111-138 (1989).

Krauth Kh. u. Roth M.: Betriebsergebnisse von Anlagen zur Stickstoff und Phosphorelimination, Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, Heft 50,195-230, (1991).

Kroiß H.: Simultane NitrifikationDenitrifikation. ATV Fortbildungskurs F/2, Fulda (1988).

Kroiß H.: Control of Processes. Tagungsband zu „Activated sludge into the 21th century“, Manchester, 17. 19.9.(1997)

Ladiges G.: Möglichkeiten des EDVEinsatzes zur Betriebskontrolle. Wiener Mitteilungen, Band 96 (1991).

Matsché N., G. Spatzierer: Investigation Towards a Control of Simultaneous Nitrogen Elimination in the Treatment Plant Vienna-Blumental. Prog.Wat.Tech.8, No.6, 501-508 (1977)

Matsché N.: Removal of Nitrogen by Simultaneous Nitrification Denitrification in an Activated Sludge Plant with Mammoth Rotor Aeration. Prog.Wat.Tech. 8, No.4/5, 625-637 (1977)

Matsché N.: Influencing Parameters on the NitrificationDenitrification Performance of a Single Stage Activated Sludge Plant. Prog.Wat.Tech. 12, No.5, 551-563 (1980 a)

Mayr E., Nitrifikation Denitrifikation Betriebserfahrungen in Oberösterreich. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 69, 55-69 (1987)

Nikolavcic B.: Maßnahmen zur Phosphorentfernung,.
Wiener Mitteilungen, Band 145, (1998).
Nowak O., K. Svardal: Nitrifikation - Denitrifikation.
Wiener Mitteilungen, Band 81, (1990).
Nowak O.: Der Einfluß der Klärschlammbehandlung und entsorgung auf das Verfahrenskonzept der Kläranlage. Wiener Mitteilungen, Band 110, (1993).
Nowak O.: Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgeblichem Industrieeinfluß.
Wiener Mitteilungen, Band 135, (1996).
Nowak O.:. Stickstoffentfernung und gleichzeitige Schlammstabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen. Wiener Mitteilungen, Band 145, (1998).
Schweighofer, P. Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung,
Wiener Mitteilungen, Band 138 (1997).
Svardal K.: Probleme der Meßwerterfassung, Wiener Mitteilungen, Band 96 (1991).
Svardal K.: Meß, Regel und Steuerstrategien, Wiener Mitteilungen, Band 110 (1993).
Svardal K.: Steuerung der Nitrifikation und Denitrifikation mittels Sauerstoffmessung im Belebungsbecken, GMABericht 33, VDI/VDEGesellschaft Meß und Automatisierungstechnik (GMA), Postfach 10 11 39, D40002 Düsseldorf (1997).
Teichfischer T.: Regelungsprobleme bei der Phosphorelimination.
Wiener Mitteilungen, Band 96 (1991).
Teichgräber B., R. Boll: Über die kontinuierliche Stickstoff und Phosphoranalytik auf Kläranlagen. Vom Wasser, 70, 5978 (1988).
Usrael G.: Control of Aeration at the Treatment Plant Vienna-Blumental.
Pro.Wat.Tech. 8, No.6, 245249 (1977)
Züllig H.: Problemlösung durch den Einsatz von Meßfühlern,
Abwassertechnik, 1, 2228 (1988).

SCHWEIGHOFER Peter, Dipl.Ing. Dr.techn.
SVARDAL Karl, Dipl.Ing. Dr.techn.

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/ 226
A-1040 Wien

Tel: 01 / 58801 -3146 / 3142
Fax: 01 / 504 21 57
Mail: pschweigh@iwag.tuwien.ac.at
ksvardal@iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 411 - 466
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Aspekte zweistufiger Verfahren und von Biofilmverfahren

O. Nowak, P. Schweighofer, B. Nikolavcic

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien

Kurzfassung: Mit einstufigen Biofilmverfahren (Tropfkörper, Tauchkörper, Biofilter etc.) ist es nicht möglich, gleichzeitig vollständige Nitrifikation und weitgehende Stickstoffentfernung sicherzustellen, womit diese für Abwasserreinigungsanlagen mit mehr als 5.000 EW zukünftig nicht mehr in Frage kommen. Die grundlegenden Zusammenhänge der Biofilmkinetik sind heute bekannt. Daraus werden Schlußfolgerungen hinsichtlich eines möglichen Einsatzes von unterschiedlichen Biofilmreaktoren sowie der dabei zu beachtenden Randbedingungen gezogen, wobei gezeigt wird, daß Biofilme am besten für die „reine Nitrifikation“ nach erfolgtem Kohlenstoffabbau geeignet sind.
Mit der Novellierung der Emissionsverordnung für kommunale Abwasserreinigungsanlagen wurden die Anforderungen in bezug auf die Nitrifikation verschärft und hinsichtlich der Stickstoffentfernung verringert. Somit ist es wieder möglich geworden, zweistufige biologischen Verfahren bei der kommunalen Abwasserreinigung einzusetzen. Am besten geeignet für eine zweistufige Anlagenkonzeption sind einerseits zweistufige Belebungsverfahren unterschiedlicher Ausprägung und andererseits Verfahrenskombinationen mit Belebung als 1. und Biofilm als 2. Stufe, wozu ein Verfahrenskonzept vorgestellt wird.

Keywords: Zweistufige Verfahren, Belebungsverfahren, Biofilmverfahren, Biofilmkinetik, Nitrifikation, Tropfkörper, Tauchkörper, Biofilter

1 Einleitung

Es mag im ersten Moment verwundern, daß die beiden Themenkreise "zweistufige Verfahrensweisen" und "Biofilmverfahren" in einem Zug genannt und im gleichen Vortrag behandelt werden. Wir hoffen jedoch, daß es uns möglich sein wird, in unseren Ausführungen klar zu machen, daß die Problemstellungen eng miteinander verknüpft sind, und somit den Eindruck zu

vermeiden, daß die genannten Aspekte in einen Vortrag zusammengefaßt wurden, weil sie bei der Erstellung des Veranstaltungsprogramms noch "übrig geblieben" sind.

2 Grundsätzliches zu zweistufigen biologischen Abwasserreinigungsverfahren

2.1 Ausgangssituation

Als in den 60er-Jahren in Österreich in größerem Umfang mit der Errichtung biologischer Abwasserreinigungsanlagen begonnen wurde, wurden diese vornehmlich nur zur Kohlenstoffentfernung (BSB_5-Abbau) ausgelegt. In der Folge wurde dann zunehmend die Forderung nach Nitrifikation (Ammoniumabbau) gestellt, wodurch sich die Planer in den 70er- bis in die späten 80er-Jahre hinein mit der Aufgabe konfrontiert sahen, die biologischen Stufen der Abwasserreinigungsanlagen dementsprechend zu erweitern. Dazu hat es sich häufig angeboten, eine bestehende Hochlastanlage durch eine zweite, nachgeschaltete biologische Stufe zu ergänzen (Abb. 1).

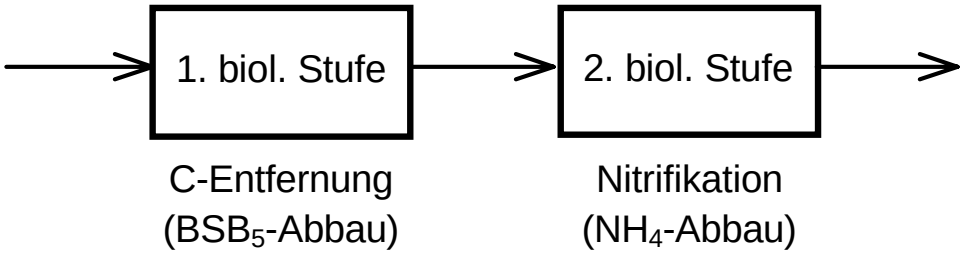


Abbildung 1: Prinzipskizze zweistufiger biologischer Reinigungsverfahren

Bei diesem Konzept ist die Kohlenstoffentfernung in der ersten Stufe weitgehend abgeschlossen, womit der zweiten biologischen Reinigungsstufe vornehmlich die Aufgabe der Nitrifikation zukommt. Der Vorteil eines zweistufigen Verfahrens zur Nitrifikation liegt nun darin, daß der Überschußschlamm überwiegend in der erste Stufe anfällt, wodurch bei der Wahl eines Belebtschlammsystems für die zweite biologische Reinigungsstufe mit einem im Vergleich zur einstufigen Lösung kleinen

Belebungsbeckenvolumen ein für die Nitrifikation ausreichend hohes Schlammalter erzielt werden kann. Den gegenüber einstufigen Verfahren wesentlich geringeren Reaktionsräumen steht allerdings das Erfordernis einer zweimaligen Feststoffabtrennung (Zwischenklärbecken und Nachklärbecken) mit entsprechend größeren Absetzräumen entgegen.

Durch die Emissionsverordnung zur Wasserrechtsgesetznovelle 1990 wurde nun flächendeckend an alle Abwasserreinigungsanlagen mit einer Ausbaugröße von mehr als 5.000 Einwohnerwerten die Forderung gestellt, auch eine weitgehende Stickstoffentfernung vorzunehmen, wobei bis kurz zuvor in vielen Fällen Kläranlagen nur auf Nitrifikation ausgelegt worden waren. Selbst wenn dafür keine zweistufige Lösung gewählt wurde, wurde durch die WRG-Novelle 1990 in vielen Fällen nicht nur eine Erweiterung, sondern oftmals ein wesentlicher Umbau der Kläranlagen mit Umstellung des Verfahrenskonzeptes notwendig.

Weitgehende Stickstoffentfernung ist bei der biologischen Abwasserreinigung nahezu nur durch biologische Denitrifikation erreichbar. Diese ist jedoch beim konventionellen zweistufigen Reinigungsverfahren nicht möglich, da die dafür erforderlichen Kohlenstoffverbindungen in der ersten Stufe weitgehend abgebaut werden und daher in der zweiten Stufe nicht mehr für eine Reduktion des bei der Nitrifikation gebildeten Nitrats zur Verfügung stehen. Somit war ein rein zweistufiges Verfahrenskonzept, wie in Abbildung 1 dargestellt, für alle Anlagen mit mehr als 5.000 EW hinfällig. Grundsätzlich besteht jedoch auch bei zweistufigen Anlagen die Möglichkeit durch entsprechende zusätzliche Volumenströme eine Denitrifikation in beiden biologischen Stufen zu ermöglichen.

In der Folge wurde die 1. Allgemeine Emissionsverordnung (1. AEV) für kommunales Abwasser mit 7. Mai 1996 novelliert. Dabei ist zwar keine grundsätzliche Änderung in Hinblick auf die Forderung nach Ammoniumabbau (Nitrifikation), Stickstoff- und Phosphorentfernung eingetreten, die Gewichtung hat sich jedoch deutlich von der Stickstoffentfernung hin zur Nitrifikation verschoben; d.h. in ihrer Auswirkung sind die Anforderungen hinsichtlich Denitrifikation verringert, die bezüglich Nitrifikation erhöht worden. Hinsichtlich Denitrifikation war nach der ersten Fassung der Emissionsverordnung aus dem Jahre 1991 für **jeden** Trockenwettertag (Zuflußmenge zur Kläranlage kleiner als die Trockenwettermenge laut

Bescheid) bei Ablauftemperaturen größer 12°C ein Stickstoffentfernungsgrad von mindestens 70 % und bei Temperaturen größer 8°C von mindestens 60 % verlangt. Es konnte sowohl anhand eines Beispiels aus der Praxis als auch theoretisch gezeigt werden, daß diese Anforderung bereits bei einer BSB_5- bzw. CSB-Entfernung vor der biologischen Stufe im Ausmaß einer konventionellen Vorklärung kaum erfüllbar ist (Keil und Nowak, 1992; Nowak, 1993). Nach der novellierten Fassung der 1. AEV ist eine Stickstoffentfernung im Ausmaß von 70 % nur mehr im **Jahresmittel** aller Tage mit Temperaturen im Kläranlagenablauf von größer 12 °C, wiederum für alle kommunalen Abwasserreinigungsanlagen mit einer Ausbaugröße von über 5.000 EW, gefordert. Gegenüber der ersten Fassung der Emissionsverordnung besteht der wesentliche Vorteil für den Anlagenbetreiber bzw. -planer darin, daß nun eine Betriebsweise (Verfahrensweise) gewählt werden kann, bei der, wenn über längere Zeiträume hinweg eine hohes Ausmaß an Stickstoffentfernung (von z.B. rund 80 %) erreicht wird, zu anderen Zeiten bzw. an einzelnen Tagen der Stickstoffentfernungsgrad deutlich unter 70 % liegen kann. Dadurch ist unseres Erachtens ein Ausbau von Kläranlagen nach einem zweistufigen Verfahrenskonzept wieder möglich geworden. Es sollte jedoch nicht übersehen werden, daß gesetzliche Anforderungen, z.B. durch (internationalen) politischen Druck oder durch die allgemeine Meinungslage, jederzeit wieder verstärft werden können. Dabei ist es durchaus denkbar, daß aus der Sicht des Gewässerschutzes mittelfristig die Forderung nach einer weiteren Verminderung der Stickstoffemissionen erhoben wird, was dann nicht nur die Landwirtschaft, sondern auch die Abwasserreinigung betreffen würde. Konsequenterweise sollte daher bereits heute beim Ausbau einer Kläranlage darauf geachtet werden, daß jetzt errichtete Bauwerke bei einer erneuten Adaptierung, vor allem bei einer erhöhten Anforderung an die Stickstoffentfernung, auch weiterhin genutzt werden können. Dies sollte insbesondere bei zweistufigen Lösungen im Auge behalten werden.

2.2 Mögliche Verfahrenskombinationen

Zweistufige biologische Reinigungsverfahren werden häufig nicht als solche konzipiert, sondern ergeben sich zumeist bei einer Anlagenerweiterung aufgrund eines vermeintlichen oder tatsächlichen Kostenvorteils (gegenüber einer einstufigen Lösung) oder wegen beengter Platzverhältnisse am Kläranlagenstandort.

Soll eine Abwasserreinigungsanlage mit einer Ausbaugröße von weniger als 5.000 EW für Nitrifikation erweitert werden, so ist weiterhin ein rein zweistufiger Ausbau (siehe Abb. 1) möglich, da bei diesen Anlagen keine Stickstoffentfernung erforderlich ist. Bei allen größeren Anlagen ist in einer oder in beiden biologischen Stufen für eine insgesamt ausreichende Stickstoffentfernung durch Denitrifikation zu sorgen.

Grundsätzlich können für die zweite, vornehmlich nitrifizierende Stufe sowohl das Belebungsverfahren als auch alle Biofilmverfahren zum Einsatz kommen. Für einen Kohlenstoffabbau mit Denitrifikation in der ersten biologische Stufe sind Belebtschlammsysteme uneingeschränkt, Biofilmverfahren allerdings nur bedingt geeignet. In der folgenden Tabelle wird ein Überblick über mögliche Verfahrenskombinationen von zweistufigen biologischen Anlagen mit Stickstoffentfernung gegeben (Tab. 1).

Tabelle 1: Mögliche Verfahrenskombinationen von zweistufigen biologischen Anlagen mit Stickstoffentfernung

1. Stufe	2. Stufe	Anmerkung
BB	**BB**	**geeignet**
BB	**BF**	**geeignet**
BF	BB	bedingt geeignet
(BF)	(BF)	bedingt geeignet (bei bestimmten Verfahren)

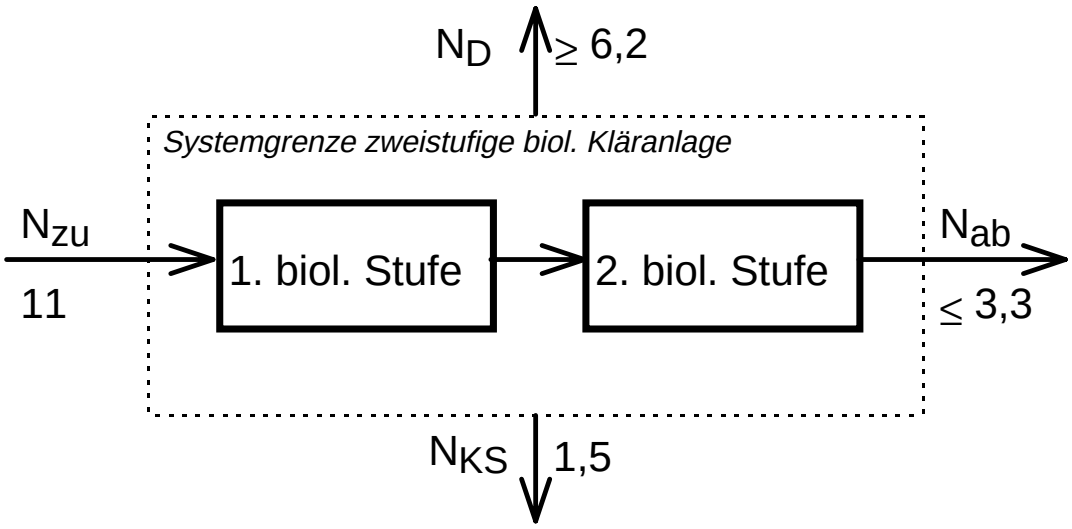
BB ..... Belebungsverfahren
BF ..... Biofilmverfahren

2.3 Auslegung von zweistufigen Abwasserreinigungsanlagen

Prinzipiell ist jede Verfahrensstufe getrennt zu bemessen. Hinsichtlich der Stickstoffentfernung darf jedoch nicht übersehen werden, daß diese aus dem "Gesamtsystem biologische Kläranlage" zu erfolgen hat. Um zu ermitteln, wieviel Stickstoff durch Denitrifikation in den biologischen Stufen insgesamt zu entfernen ist, sollte in jedem Fall eine Stickstoffbilanz, nach Möglichkeit auch eine CSB-Bilanz erstellt werden. Hinweise dazu finden sich in früheren

Arbeiten (Nowak, 1993; Schweighofer, 1994; Nowak, 1995 a und 1997) sowie in diesem Band (Nowak, 1998). In Abbildung 2 ist das Schema einer Stickstoffbilanz für eine zweistufige biologische Kläranlage mit Stickstoffentfernung dargestellt.

Im Zulauf einer kommunalen Kläranlage kann von einer spezifischen Stickstofffracht (TKN-Fracht) von 11 g N je Einwohnerwert und Tag ausgegangen werden (Huber und Metzner, 1989; ATV, 1991; Andreottola *et al.*, 1994). Nach der 1. AEV ist eine mindestens 70-%-ige Stickstoffentfernung gefordert. Mit 11 g N/EW/d ist die spezifische Stickstofffracht im Ablauf folglich unter 3,3 g/EW/d zu halten (Abb. 2).



N_{zu} .....Stickstofffracht im Zulauf (g/EW/d)

N_{ab} .....Stickstofffracht im Ablauf (g/EW/d)

N_{KS} .....Stickstofffracht im zu entsorgenden Klärschlamm einschließlich Stickstoffverluste im Bereich der Schlammbehandlung (g/EW/d)

N_D .....zu denitrifizierende Stickstofffracht (g/EW/d)

Abbildung 2: Prinzipskizze für die Stickstoffbilanz einer zweistufigen biologischen Kläranlage mit Stickstoffentfernung und weitgehender Schlammstabilisierung

In zweistufigen Anlagen wird viel Stickstoff mit dem hochbelasteten biologischen Schlamm der erste Stufe aus dem Abwasser entfernt. Bei weitgehender Schlammstabilisierung (wie z.B. Schlammfaulung) gelangt ein Großteil dieses Stickstoffs wieder zurück in die Abwasserlinie (Rostek, 1995),

wobei davon ausgegangen werden kann, daß im ausstabilisierten Klärschlamm rund 1,2 bis 1,5 g N/EW/d enthalten sind, wie dies für einstufige Anlagen gezeigt werden konnte (Nowak, 1995 a). Einschließlich der Stickstoffverluste über die Gasphase im Bereich der Schlammbehandlung (Ausgasung als Ammoniak, in geringem Umfang ggf. auch durch Nitrifikation und Denitrifikation) kann die Stickstofffracht im zu entsorgenden Klärschlamm nach weitgehender Stabilisierung mit 1,5 g N/EW/d angesetzt werden. Daraus ergibt sich zufolge der Stickstoffbilanz über das "Gesamtsystem biologische Kläranlage" das Erfordernis, daß in diesem Beispiel (Abb. 2) mindestens 6,2 g N/EW/d durch Denitrifikation entfernt werden. In welcher der beiden biologischen Stufen diese Stickstofffracht denitrifiziert werden kann, hängt nun vom Verfahren allgemein und insbesondere von der Ausbildung der einzelnen biologischen Stufen ab.

2.4 Zweistufige Belebungsanlagen

Bei zweistufigen Belebungsanlagen ist es möglich in beiden Stufen in gewissem Umfang Nitrifikation und Denitrifikation vorzunehmen. Dabei ist primär auf ein ausreichend hohes Schlammalter in der zweiten Stufe zu achten, um die Nitrifikation in der Gesamtanlage nicht zu gefährden.

Eine Stickstoffentfernung im Ausmaß der Anforderungen durch die 1. AEV kann grundsätzlich durch folgende Maßnahmen (bzw. durch eine Kombination dieser Maßnahmen) erreicht werden:

- In der ersten Stufe:
  - durch *Rückführung von Nitrat mit dem Ablauf der zweiten Stufe ("Rückpass")*
  - durch *Überleiten von nitrifizierender Biomasse mit dem Überschußschlamm aus der zweiten Stufe*
- In der zweiten Stufe:
  - durch *Überleitung von vorgeklärtem Abwasser (oder Rohabwasser) als C-Quelle ("Bypass")*
  - durch *Einleiten von Überschußschlamm aus der ersten Stufe als C-Quelle*

Zu den genannten Verfahrensschritten ist folgendes anzumerken.

- Unabhängig von der Prozeßführung wird die Denitrifikation in der ersten Stufe zumeist nitratlimitiert und in der zweiten kohlenstofflimitiert sein.
- Die Rückführung von gereinigtem Abwasser in den Zulauf zur ersten Stufe erfordert ausreichend große Absetzbecken (Zwischenklärbecken **und** Nachklärbecken)
- Die Zugabe von ungeklärtem Abwasser (vorgeklärt oder roh) bzw. von Überschußschlamm aus der ersten Stufe in die zweite erfordert ein ausreichend großes Volumen des Belebungsbeckens der 2. Stufe, da beides zu einer Erhöhung des Überschußschlammanfalls in der 2. Stufe führt.
- Das Ziel der Überleitung von Überschußschlamm aus der 2. Stufe in die erste ist es, eine gewisses Ausmaß an Stickstoffentfernung durch Nitrifikation und Denitrifikation in der 1. Stufe zu ermöglichen. Diese Maßnahme erfordert keine Vergrößerung der Beckenvolumina.

Aus den genannten Maßnahmen ergibt sich eine Fülle von unterschiedlichen Verfahrensschemata. Einen Überblick dazu gibt ein ATV-Arbeitsbericht (ATV, 1994 a).

Insgesamt sind zweistufige Belebungsanlagen, mit denen die Anforderungen der 1. AEV vor allem hinsichtlich der Stickstoffentfernung eingehalten werden können, noch wenig erforscht und es gibt kaum allgemein anerkannte Bemessungsvorschriften. Bei einer Prozeßführung mit "Bypass" und "Rückpass" (d.h. ohne Vermischung der Schlämme) kann die Bemessung der Anlagen für beide Stufen getrennt nach dem ATV-Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) und über einfache Mischungsrechnungen erfolgen (siehe dazu: von der Emde, 1990).

Beim "Hybrid-Verfahren" wird die Stickstoffentfernung ausschließlich durch Vermischung der Belebtschlämme der beiden Stufen erzielt (Matsché *et al.*, 1992). Bei diesem ist ebenso wie beim "A-B-Verfahren" keine zusätzliche hydraulische Belastung der Absetzbecken gegeben, da kein gereinigtes Abwasser rückgeführt wird. Beim "A-B-Verfahren" ist einer sehr hochbelasteten 1. Stufe ("A-Stufe") eine schwachbelastete Belebungsstufe ("B-Stufe") nachgeschaltet. Die Stickstoffentfernung wird hier ausschließlich in der 2. Stufe vorgenommen, und zwar einerseits durch Drosselung der

Sauerstoffzufuhr in der 1. Stufe, wodurch der C-Abbau vermindert wird, andererseits - und wahrscheinlich effektiver - durch das Abtreiben von hochbelastetem Schlamm als C-Quelle für die 2. Stufe und gegebenenfalls auch durch Bypass-Führung. Ist das Belebungsbecken der "B-Stufe" ausreichend groß, so kann durch die Summe der genannten Maßnahmen das erforderliche Ausmaß an Stickstoffentfernung erreicht werden.

Zusammenfassend kann zu zweistufigen Betriebsweisen von Belebungsanlagen folgendes gesagt werden:

- Die Rückführung des Überschußschlammes aus der 2. Stufe in die erste bringt in jedem Fall einen gewissen Nutzen in Hinblick auf die Stickstoffentfernung und außer einer Pumpleitung keinen zusätzlichen Aufwand.
- Ob Überschußschlamm aus der 1. Stufe oder ungereinigtes Abwasser ("Bypass") das bessere Substrat für die Denitrifikation in der 2. Stufe darstellt, ist bislang nicht geklärt, wobei es ausschließlich um eine "Kosten-Nutzen"-Betrachtung geht: Überschußschlammanfall in der 2. Stufe und demzufolge größeres erforderliches Belebungsbeckenvolumen gegenüber Denitrifikationsleistung.
- Die Rückführung von Ablauf der zweiten in den Zulauf zur 1. Stufe ist in jedem Fall im Ausmaß der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Zwischen- und Nachklärbecken sinnvoll.

3 Grundsätzliches zu Biofilmverfahren

3.1 Allgemeines

In viel stärkerem Ausmaß als beim Belebungsverfahren sind Biofilmverfahren, insbesondere Biofilter, die häufig "komplett" angeboten werden, mit Namen von Herstellerfirmen und somit mit Firmeninteressen verbunden. Dies dürfte, wie auch bei Belebtschlammverfahren, bei denen Patente bestehen, einer der Gründe für die oft sehr emotional geführte Diskussion um Biofilmverfahren sein.

Auch wenn bei Biofilmverfahren in vielen Fällen ein Nachklärbecken zur Sedimentation des gebildeten Schlammes angeordnet ist, ist die biologische Reinigungsleistung unabhängig von dieser Feststoffabtrennung. Beim Belebungsverfahren hingegen ist ein ausreichender Rückhalt des Schlammes im System (das "Funktionieren" des Nachklärbeckens) auch für eine zufriedenstellende Reinigung unerläßlich, während bei Biofilmverfahren ein ungenügender Rückhalt der gebildeten Biomasse keine Beeinträchtigung der biologischen Abbauprozesse nach sich zieht. Die Tatsache, daß bei Belebtschlammsystemen ein unzureichender Feststoffrückhalt durch ein schlecht funktionierendes Nachklärbecken oder durch Blähschlamm den gesamten biologischen Reinigungsprozeß gefährden kann, stellt einen großen Nachteil für das Belebungsverfahren gegenüber Biofilmverfahren dar.

Biofilmreaktoren neigen bei ungenügender Gestaltung bzw. Betriebsweise zum Verstopfen. Daher ist eine Entfernung der sedimentierbaren Stoffe vor dem Biofilmreaktor unerläßlich. Zudem ist nicht jeder Reaktortyp bzw. jedes Trägermaterial für jeden Verfahrensschritt (C-Abbau, Nitrifikation) geeignet. Weiters ist bereits bei der Konzeption des Biofilmreaktors, ebenso wie im Betrieb für eine ausreichende Spülung zu sorgen.

3.2 Einteilung von Biofilmverfahren

Es gibt zweifellos viele verschiedene Möglichkeiten die derzeit verwendeten Biofilmverfahren einzuteilen. In dieser Arbeit wurde die Einteilung in

- *Biofilmverfahren ohne integrierte Feststoffabtrennung* und
- *Biofilmverfahren mit integrierter Feststoffabtrennung (= "Biofilter")*

gewählt.

Die Biofilmverfahren ohne Feststoffabtrennung können nochmals unterteilt werden, in

- *Verfahren **mit** direktem Gasaustausch zur Atmosphäre (**ohne** Druckbelüftung)* und in
- *Verfahren **ohne** direkten Gasaustausch zur Atmosphäre (**mit** Druckbelüftung).*

3.3 Biofilmverfahren ohne integrierte Feststoffabtrennung

3.3.1 Tropfkörper

Das klassische Biofilmverfahren ohne integrierte Feststoffabtrennung, mit direktem Gasaustausch zur Atmosphäre (ohne Druckbelüftung) ist das Tropfkörperverfahren. Die Wirkungsweise eines Tropfkörpers wird als allgemein bekannt vorausgesetzt.

Traditionell wurden als Füllmaterial für Tropfkörper Steine ("Brocken", zumeist Lavagestein) verwendet. Heute werden Tropfkörper häufig mit Kunststoffmaterial (Folien oder steife, selbsttragende Aufwuchskörper) gefüllt.

Tropfkörper mit Brockenfüllung weisen, je nach Größe der Brocken, eine innere Bewuchsfläche von rund 80 bis 100 m²/m³ auf. Kunststoffüllelemente werden zwischen rund 100 bis 250 m²/m³ angeboten, wobei Füllelemente über 140 m²/m³ für den Abbau von organischen Stoffen (Kohlenstoffentfernung in einer 1. biologischen Stufe) wegen Verstopfungsgefahr ungeeignet sind (Gujer, 1991). Tropfkörper mit Brockenfüllung werden mit einer Schütthöhe von etwa 3 bis 4 m errichtet, solche mit Kunststoffüllung weisen je nach Tragfähigkeit des Trägermaterials eine Höhe von rund 6 m auf.

Die Spülung des Tropfkörpers erfolgt ausschließlich über das abfließende Wasser. Eine Intensivierung der Spülung ist im allgemeinen nur durch eine Erhöhung der Rückführung an gereinigtem Abwasser, verbunden mit dem Anhalten des Drehsprengers in einer gewissen Stellung, möglich.

3.3.2 Tauchkörper

Tauchkörper kamen in Österreich Ende der 70er-Jahre in Mode und wurden bis etwa 1990 vornehmlich bei kleineren Anlagen (< 5.000 EW) häufig eingesetzt.

Tauchkörper sind rund zur Hälfte (etwa bis zu ihrer Achse) in das Abwasser eingetaucht, zur Hälfte ragen sie in die "Atmosphäre". Hinsichtlich des "direkten Gasaustauschs zur Atmosphäre" stellen sie somit einen Mischtyp dar. Darüber hinaus erfolgt die Belüftung über die Energie, die für die Rotation des

Tauchkörpers aufgewendet wird. Auch bei Tauchkörpern wird die prinzipielle Funktionsweise als bekannt vorausgesetzt.

Beim klassischen Tauchkörper, dem Scheibentauchkörper, werden Kunststoffscheiben, die senkrecht zur Rotationsachse angeordnet sind, als Aufwuchsmaterial verwendet. Daneben werden Tauchkörper von einzelnen Herstellern auch mit anders gestaltetem Trägermaterial zumeist als Wickelkörper angeboten. Dabei ist auch bei diesen Wickelkörpern, wenn sie als erste biologische Stufe (zum C-Abbau) betrieben werden, auf eine ausreichende Spülung zu achten.

Beim Tauchkörper ist eine Selbstspülung nur durch die Rotation um die horizontal gelagerte Drehachse gegeben. Die Spülung erfolgt somit in senkrechter Richtung. Um eine selbstgängige Spülung zu gewährleisten, sind folglich beim Wickelkörper ausreichende Öffnungen in senkrechter Richtung erforderlich. Dies wurde von einem Hersteller, dessen Produkt in Österreich häufig zur Anwendung kam, leider nicht berücksichtigt, bzw. wurde ein Wickelkörper für den C-Abbau eingesetzt, der dafür ungeeignet ist. Zudem weisen die Wickelkörper dieses Herstellers nach Werksangaben eine spezifische Oberfläche von 250 bis 280 m^2/m^3 auf, wobei für Füllmaterial von Tropfkörpern festgestellt wurde, daß ab 140 m^2/m^3 Verstopfungsgefahr besteht (Gujer, 1991).

In jedem Fall ist zu beachten, daß bei Tauchkörpern, ebenso wie bei Tropfkörpern mit Kunststoffüllung, bei Kohlenstoffentfernung das Gewicht des Biofilms mitsamt dem abfließenden Wasserfilm ein Mehrfaches (bis zum Zehnfachen) des Gewichts des Trägermaterials beträgt.

Auch wenn Tauchkörper häufig in mehreren Wannen hintereinander angeordnet sind, ist eine solche Anlage doch als einstufig anzusehen, wenn zwischen den einzelnen Wannen keine Feststoffabtrennung erfolgt.

3.3.2 Getauchte Festbetten und Schwebebetten

Ist das Trägermaterial vollständig in das zu reinigende Abwasser eingetaucht, so spricht man von getauchten Festbetten. Dabei kommen häufig die gleichen Aufwuchskörper zur Anwendung wie beim Tropfkörper. Einen Überblick zu

"Anlagen mit getauchten Festbetten" gibt der Arbeitsbericht der ATV-Arbeitsgruppe 2.6.3 (ATV, 1996). Verschiedentlich kommen auch freischwebende Trägermaterialien zum Einsatz (Schwebebettverfahren), wie z.B. beim "Moving Bed Biofilm Reactor" (Ødegaard und Rusten, 1995).

Im Gegensatz zu Tropfkörper und Tauchkörper erfolgt bei diesen Verfahren die O_2-Versorgung mittels Druckbelüftung. Getauchte Festbetten und Schwebebetten sind somit Biofilmverfahren ohne integrierte Feststoffabtrennung und mit Druckbelüftung, d.h. ohne freien Gasaustausch zur Atmosphäre.

Bei Anlagen mit getauchten Festbetten sowie bei Tauchkörperanlagen erfolgt die Feststoffabtrennung häufig nicht in einem Nachklärbecken, sondern mittels Filtration (Tuchfilter, Mikrofiltration, etc.).

3.4 Biofilmverfahren mit integrierter Feststoffabtrennung ("Biofilter")

3.4.1 Allgemeines

Bei "Biofiltern" dienen als Aufwuchsträger feinkörnige Trägermaterialien, wodurch neben der biologischen Reinigung ein integrierter Feststoffrückhalt gegeben ist.

3.4.2 Trägermaterialien

Es kommen unterschiedliche Materialien (Blähton, Blähschiefer, Polystyrol, Hydroanthrazit u.ä.) mit Korngrößen von 2 bis 8 mm zum Einsatz. Dabei liegen die Filterbetthöhen üblicherweise zwischen 2 und 4 m, in Einzelfällen auch darüber. Tabelle 2 gibt einen Überblick über mögliche Trägermaterialien.

Tabelle 2: Trägermaterialien für aerobe Biofilmreaktoren (aus ATV, 1997)

Trägermaterial (Beispiele)	Körnung [mm]	spez. Oberfläche ca. [m²/m³]
Blähton	1,3 - 8,0	1000 - 1400
Blähschiefer	2,0 - 8,0	1200 - 1600
Polystyrol (schwimmend)	3,0 - 6,0	1100
Sinterglas	2,5 - 4,0	1350
Anthrazit	2,5 - 3,5	1900
Bims	2,5 - 4,0	2000
Braunkohlekoks	2,5 - 4,0	2000
Petrolkoks	2,5 - 4,0	2100
Quarzsand	0,7 - 2,2	3000
Basalt	1,4 - 2,2	3600

3.4.3 Sauerstoffversorgung

Bei aerob betriebenen Filtern kann die notwendige Sauerstoffversorgung durch direktes Belüften im Filter oder durch Vorbelüftung des Abwassers erfolgen. Je nach System und Anbieter erfolgt die Spülluft- und Prozeßluftzufuhr in das Filterbett entweder durch ein gemeinsames oder durch ein getrenntes Zufuhrsystem. Die Luftbeaufschlagungen liegen dabei im Bereich von 4 bis 15 $Nm^3/h/m^2$. Hinsichtlich der Sauerstoffausnutzung wird im ATV-Handbuch (ATV, 1997) darauf hingewiesen, daß in der Literatur sehr unterschiedliche Angaben vorliegen. So werden Werte von 18 bis 22 g $O_2/Nm^3_L/m_{ET}$ bzw. von 9 bis 15 g $O_2/Nm^3_L/m_{ET}$ angeführt. Auch hier sind system- und abwasserbedingt Unterschiede gegeben. Tschui (1994) führt aus, daß mit einem spezifischen Energieverbrauch zwischen 0,2 bis 0,8 kWh/m^3 Abwasser zu rechnen ist, wovon rund 75 % auf den Lufteintrag entfallen. Angesichts dieses hohen Anteils am Energieverbrauch kommt einer Regelung der Sauerstoffzufuhr im Biofilter eine besondere Bedeutung zu. Allerdings gestaltet sich die Regelung der Sauerstoffzufuhr beim Biofilter schwieriger als beim Belebungsverfahren. In der Regel kommt die Durchströmung eines Biofilters einer Propfenströmung

sehr nahe. Eine Sauerstoffmessung kann sinnvoller Weise nur außerhalb des Filterbettes erfolgen. Wird also im Ablauf eines Biofilters der Sauerstoffgehalt gemessen, wirkt sich die Zeitverzögerung zwischen dem Ort, an dem der Sauerstoff benötigt wird (Filterbett) und wo er gemessen wird, nachteilig auf das Regelverhalten aus. Bei starken Schwankungen kann der Sauerstoffgehalt nur mit einer Zeitverzögerung nachgeregelt werden. Gleiches gilt für eine über den Ammoniumablaufwert geführte Regelung. Auch hier neigt das System zu Schwingungen. Bei reinen Nitrifikationsfiltern ist auch eine Regelung über die Zulauf-Ammoniumfracht denkbar.

3.4.4 Rückspülung

Aufgrund der mechanischen Filtrationswirkung und des Zuwachses an Biomasse sind die rückgehaltenen Feststoffe in regelmäßigen Abständen aus dem Filterbett auszutragen. Je nach Feinheit des Trägermaterials und Feststoffbelastung können Druckverluste von bis zu 50 mbar/m Filterbetthöhe bei einem Korndurchmesser von 2 bis 5 mm auftreten. Außerdem muß durch eine geeignete Rückspültechnik ein Verklumpen des Füllmaterials und die Ausbildung von Kanälen (Kurzschlüsse) im Filterbett dauerhaft unterbunden werden. Durch Häufigkeit und Intensität der Spülung wird zusätzlich der Aufwuchs der Biomasse beeinflußt und kontrolliert. Übliche Filterlaufzeiten betragen 12 bis 72 Stunden. In der Betriebspraxis wird oft einmal pro Tag rückgespült. Wesentlich ist hier zu erwähnen, daß der an Feststoffe gebundene CSB im Mittel nur die halbe Filterlaufzeit im Reaktor verbleibt. Dies ist ein wesentlicher Unterschied zum Belebungsverfahren, wo die Feststoffe dem Schlammalter entsprechend in der Anlage verbleiben und dadurch einer verstärkten Hydrolyse zugänglich sind.

Art und Weise der Rückspülung ist vom jeweiligen System und vom Trägermaterial abhängig. Allgemein wird ein Spülwasserverbrauch von 5 bis 15 % des behandelten Abwassers angegeben. Bei hohen Feststoffbelastungen kann durch vermehrtes Rückspülen dieser Bedarf deutlich ansteigen. Nach Möglichkeit soll die Schwebstoffkonzentration im Zulauf unter 100 mg/l liegen.

Bei abwärts durchströmten Denitrifikationsfiltern kann es zu Ansammlungen von Stickstoffgas im Filterbett kommen, was die gleichmäßige Durchströmung behindert und den Filterwiderstand erhöht. Durch kurze Zwischenspülungen (= "Bumping") muß das Stickstoffgas ausgetragen werden.

3.4.5 Bautypen von Biofiltern

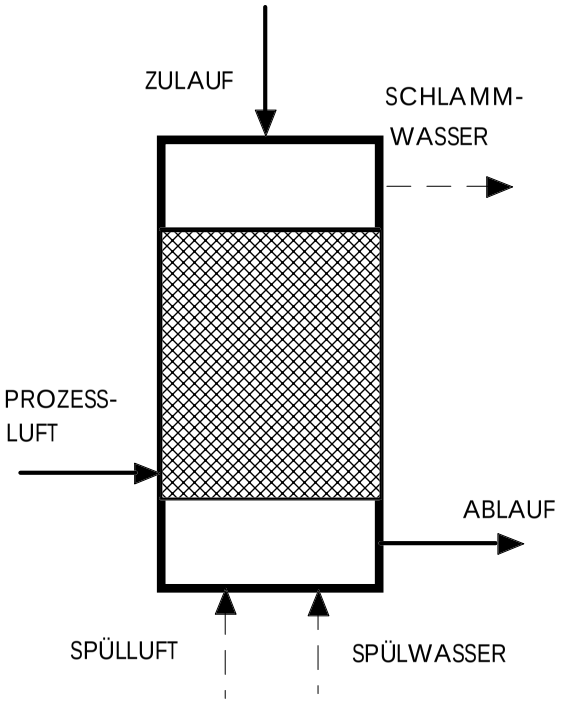
Biofilteranlagen werden in unterschiedlichen Ausführungsformen von verschiedenen Herstellern angeboten. Die nachfolgend dargestellten Kenngrößen zu den einzelnen Verfahren (Tabelle 3) sind einer Zusammenstellung von Tschui (1994) bzw. dem ATV-Handbuch "Biologische und weitergehende Abwasserreinigung" (ATV, 1997) entnommen. Diese Kenngrößen stammen aus Veröffentlichungen der jeweiligen Hersteller.

Tabelle 3: Die zur Zeit verbreitetsten Biofilterverfahren (nach ATV, 1997)

Verfahren	BIOCARBONE	BIOSTYR	BIOFOR
Beschickung	abwärts	aufwärts	aufwärts
Trägermaterial	gebrochener Blähschiefer	Polystyrol (schwimmend)	ungebrochener Blähton
Filterbetthöhe [m]	2 - 3 m	2 - 3 m	2 - 3 m
Typische Filterfläche pro Modul [m^2]	20 - 110 m^2	20 - 110 m^2	20 - 90 m^2
mittlere Korngröße [mm]	3 - 6	3 - 6	3 - 6
spez. Oberfläche [m^2/m^3]	ca. 1400	ca. 1100	keine Angaben

Einen Überblick über zur Zeit häufig eingesetzte Biofilterverfahren gibt Abbildung 3.

BIOCARBON:



BIOSTYR:

Fehler! Es ist nicht möglich, durch die Bearbeitung von Feldfunktionen Objekte zu erstellen.

BIOFOR

Fehler! Es ist nicht möglich, durch die Bearbeitung von Feldfunktionen Objekte zu erstellen.

BIOCARBON:

Abwärts durchströmt,
Belüftung im Gegenstrom,
gebrochener Blähschiefer

BIOSTYR:

Aufwärts durchströmt,
Belüftung im Gleichstrom,
Polystyrol (schwimmend)

BIOFOR:

Aufwärts durchströmt,
Belüftung im Gleichstrom,
gebrochener und
ungebrochener Blähton

Abbildung 3: Derzeit häufig eingesetzte Biofilterverfahren

4 Betrachtungen zur Reaktionskinetik - insbesondere der Nitrifikation - am Biofilm

4.1 Vorbemerkung

Bevor nun die Möglichkeiten des Einsatzes der einzelnen Biofilmverfahren erörtert werden, erscheint es sinnvoll, einige grundlegende Gesetzmäßigkeiten der Kinetik der Abbauprozesse im Biofilm darzulegen. Dabei wird speziell auf die Kinetik der Nitrifikation eingegangen, da dieser Prozeß die wesentliche Aufgabe eines Biofilmreaktors, der als zweite biologische Stufe vorgesehen ist, darstellt. Weiters werden wesentliche Einflußgrößen auf die Nitrifikation behandeln.

Die nachfolgend dargestellten Zusammenhänge der Prozeßkinetik im Biofilm basieren auf theoretischen Überlegungen und praktischen Untersuchungen, die in den letzten beiden Jahrzehnten in der Schweiz (u.a.: Wanner und Gujer, 1985; Boller *et al.*, 1987; Gujer und Boller, 1990; Gujer, 1991; Boller *et al.*, 1997)
und in Dänemark (u.a.: Harremoës, 1978; Harremoës, 1982; Henze *et al.*, 1995) vorgenommen wurden.

4.2 Gibt es bei Biofilmreaktoren ein "Schlammalter"?

Beim Belebungsverfahren ist der maßgebende Parameter für die Nitrifikation das "Schlammalter", d.h. die Aufenthaltszeit der Feststoffe im System. Durch ein ausreichend hohes Schlammalter wird dabei sichergestellt, daß sich im erforderlichen Ausmaß nitrifizierende Bakterien, welche nur eine geringe Wachstumsrate aufweisen, im Belebtschlammsystem halten können. Dieses "Schlammalter" zu bestimmen, ist beim Belebungsverfahren vergleichsweise einfach, da der Belebtschlamm als näherungsweise homogen angesehen werden kann und die Masse an täglich abgezogenem Überschußschlamm mit einfacher Meßtechnik problemlos bestimmt werden kann. Zudem kann der Überschußschlammanfall bei Belebtschlammsystemen überprüft werden, z.B. mit Hilfe von Atmungsmessungen (CSB-Bilanz) bzw. durch eine Phosphorbilanz (Nowak, 1997).

Im Gegensatz zu Belebtschlammsystemen ist es bei Biofilmsystemen nur schwer möglich ein "Schlammalter" zu bestimmen. Es kann zwar bei den meisten Biofilmverfahren der "Überschußschlammanfall" erfaßt werden, jedoch ist dieser nicht repräsentativ für die Abbauleistung im System. Während Belebtschlamm prozeßkinetisch als homogen angesehen werden kann, sind Biofilme über ihre "Dicke" bzw. Tiefe hinweg sehr inhomogen. Zudem sind nur die obersten Zehntel Millimeter am Reinigungsprozeß beteiligt. Das "Schlammalter" kann bei Biofilmen daher nicht als Systemgröße dienen.

4.3 Diffusion als limitierender Faktor

Beim Belebtschlamm spielt die Diffusion nur eine sehr untergeordnete Rolle. Bei Biofilmen hingegen ist die Diffusion von entscheidender Bedeutung. Während beim Belebungsverfahren die Substrate von jeder Seite in die Flocken eindringen können, verfügen Biofilmreaktoren nur über einen "zweidimensionalen" Film. Dadurch ergeben sich Diffusionsmöglichkeiten nur mehr in einer Richtung, und zwar für Substrate ebenso wie für Abbauprodukte (siehe Abb. 4).

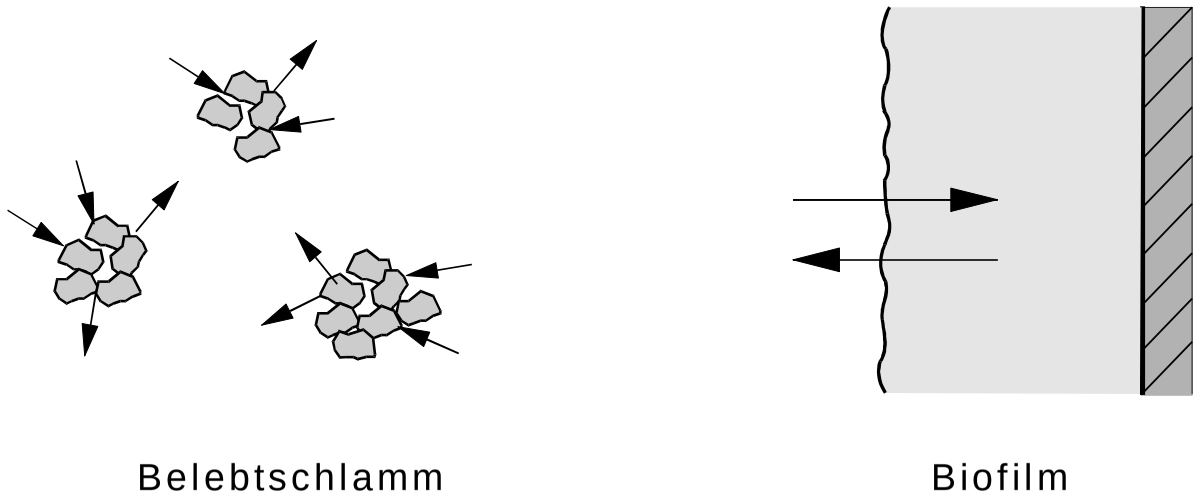


Abbildung 4: Schematische Darstellung der Diffusionsmöglichkeiten für eine Belebtschlammflocke und für einen Biofilm eines Festbettreaktors (nach Kroiss, 1995)

Entscheidend ist, daß der erwünschte biologische Prozeß im Biofilm nur bis in die Tiefe des Eindringens der am Prozeß beteiligten Substrate ablaufen kann. Von Einfluß ist dabei neben den Diffusionskoeffizienten der beteiligten Substrate auch das stöchiometrische Verhältnis der Substrate untereinander, d.h. wieviel die Biomasse bei einem Umwandlungsprozeß von dem einem Substrat im Verhältnis zum anderen Substrat verbraucht. Dafür kann aus dem 1. Fick'schen Gesetz folgender Zusammenhang abgeleitet werden (nach Gujer, 1991):

$$\frac{\nu_1}{\nu_2} \cdot \frac{D'_2}{D'_1} = \frac{S_{1,O} - S_{1,U}}{S_{2,O} - S_{2,U}} \qquad (1)$$

$S_{1,O}$ .....Konzentration des Substrates 1
an der Oberfläche des Biofilm (= "Wasserseite") (mg S_1/l)
$S_{1,U}$ .....Konzentration des Substrates 1
an der "Unterlage" (Trägermaterial) (mg S_1/l)
$S_{2,O}$ .....Konzentration des Substrates 2 an der Oberfläche (mg S_2/l)
$S_{2,U}$ .....Konzentration des Substrates 2 an der "Unterlage" (mg S_2/l)
ν_1 .....Stöchiometrischer Koeffizient des Substrates 1 (g S_1/g Biomasse)
ν_2 .....Stöchiometrischer Koeffizient des Substrates 2 (g S_2/g Biomasse)
ν_1/ν_2....Verhältnis der stöchiometrischen Koeffizienten (g S_1/g S_2)
D'_1 .....Diffusionskoeffizient des Substrates 1 im Inneren des Biofilms,
ca. 80 % des Wertes in reinem Wasser (m^2/d)
D'_2 .....Diffusionskoeffizient des Substrates 2 im Inneren des Biofilms (m^2/d)

Im allgemeinen ist der Biofilm "dick" genug ist, daß eines der beiden Substrate in seiner Tiefe vollständig verbraucht wird. Somit wird eine der beiden Konzentrationen an der "Unterlage" ($S_{1,U}$ oder $S_{2,U}$) zu null:

entweder $S_{1,U} = 0$ (2a)

oder $S_{2,U} = 0$ (2b)

Die Konzentrationen an der "Wasserseite" ($S_{1,O}$ und $S_{2,O}$) liegen zwar etwas tiefer als in der umgebenden Flüssigkeit außerhalb des Einflußbereichs des Biofilms, der Konzentrationsabfall aus der Flüssigkeit zur Oberfläche des

Biofilms kann jedoch für beide Substrate als näherungsweise proportional angesehen werden. Infolgedessen entspricht der Quotient aus den Konzentrationen der beiden Substrate in der umgebenden Flüssigkeit etwa dem der Konzentrationen an der Wasserseite des Biofilms:

$$\frac{S_{1,F}}{S_{2,F}} \approx \frac{S_{1,O}}{S_{2,O}} \tag{3}$$

$S_{1,F}$..... Konzentration des Substrates 1 in der umgebenden Flüssigkeit (mg S_1/l)

$S_{2,F}$..... Konzentration des Substrates 2 in der umgebenden Flüssigkeit (mg S_2/l)

Somit gilt mit Gleichung (1):

Ist der Quotient $S_{1,F}/S_{2,F}$ größer als der Term $(\nu_1/\nu_2)\cdot(D'_2/D'_1)$

$$\frac{S_{1,F}}{S_{2,F}} \approx \frac{S_{1,O}}{S_{2,O}} > \frac{\nu_1}{\nu_2} \cdot \frac{D'_2}{D'_1} = \frac{S_{1,O} - S_{1,U}}{S_{2,O} - 0} \tag{4a}$$

so ist das Substrat S_2 limitierend für den Prozeß, da dessen Konzentration in der Tiefe des Biofilms zu null wird.

Ist der Quotient $S_{1,F}/S_{2,F}$ kleiner als der Term $(\nu_1/\nu_2)\cdot(D'_2/D'_1)$

$$\frac{S_{1,F}}{S_{2,F}} \approx \frac{S_{1,O}}{S_{2,O}} < \frac{\nu_1}{\nu_2} \cdot \frac{D'_2}{D'_1} = \frac{S_{1,O} - 0}{S_{2,O} - S_{2,U}} \tag{4b}$$

so ist das Substrat S_1 limitierend.

Der hier dargestellte Zusammenhang gilt in gleicher Weise für die Nitrifikation mit den an diesem Prozeß beteiligten Substraten Ammonium und Sauerstoff wie für alle anderen biochemischen Prozesse.

Nimmt man für die Nitrifikation S_1 als Sauerstoff (O_2) und S_2 als Ammonium-Stickstoff (NH_4-N), so entspricht das Verhältnis der stöchiometrischen Koeffizienten ν_1/ν_2 (= ν_{O2}/ν_{NH4}) dem spezifischen Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation, welcher rund 4,3 g O_2 je g NH_4-N beträgt. Das Verhältnis der Diffusionskoeffizienten für Ammonium und für Sauerstoff D'_{NH4}/D'_{O2}

(= D'_2/D'_1) liegt nach unterschiedlichen Literaturangaben (Harremoës, 1978; Gujer und Boller, 1990; Gujer, 1991) im Mittel bei rund 0,7. Danach ergibt sich der Term $(\nu_1/\nu_2)\cdot(D'_2/D'_1)$ zu

$$\frac{\nu_1}{\nu_2}\cdot\frac{D'_2}{D'_1} = \frac{\nu_{O2}}{\nu_{NH4}}\cdot\frac{D'_{NH4}}{D'_{O2}} \approx 4{,}3\cdot 0{,}7 \approx 3\ (\text{mg } O_2/\text{l})/(\text{mg } NH_4\text{-N/l}) \qquad (5)$$

Mit den Gleichungen (4a) und (4b) kann gefolgert werden:

Ist der Quotient aus den Konzentration an O_2 und NH_4-N

$$\frac{S_{O2,F}}{S_{NH4,F}} > \approx 3\ (\text{mg } O_2/\text{l})/(\text{mg } NH_4\text{-N/l}), \qquad (6a)$$

so ist die NH_4-N-Konzentration in der umgebenden Flüssigkeit limitierend für den Prozeß.

Ist der Quotient aus den Konzentration an O_2 und NH_4-N

$$\frac{S_{O2,F}}{S_{NH4,F}} < \approx 3\ (\text{mg } O_2/\text{l})/(\text{mg } NH_4\text{-N/l}), \qquad (6b)$$

so ist der Sauerstoffgehalt limitierend für den Prozeß.

In Abbildung 5 sind 3 Fälle von Substratlimitierung bei der Nitrifikation graphisch dargestellt. Allen Fällen wurde ein (relativ hoher) O_2-Gehalt in der umgebenden Flüssigkeit von 6 mg/l zugrunde gelegt. Bild a (Abb. 5) zeigt den Fall, daß beide Substrate (Sauerstoff und Ammonium) in der Tiefe des Biofilms zu null werden. Dieser (theoretische) Fall tritt, wie ausgeführt, bei einem Verhältnis O_2-Gehalt zu NH_4-N-Gehalt von etwa 3 ein. Dies bedeutet mit einem O_2-Gehalt von 6 mg/l, daß bei Ammoniumkonzentrationen unter 2 mg NH_4-N/l in der umgebenden Flüssigkeit der NH_4-N-Gehalt limitierend für die Nitrifikation wird (Abb. 5, Bild b). Bei NH_4-N-Konzentrationen größer 2 mg NH_4-N/l hingegen, was der häufigere Fall sein wird, wirkt der Sauerstoffgehalt (von 6 mg O_2/l !) limitierend (Abb. 5, Bild c).

So kann z.B. bei einem NH_4-N-Gehalt von 5 mg/l die Nitrifikationsleistung durch eine Erhöhung der Sauerstoffzufuhr und folglich des Sauerstoffgehalts in jedem Fall verbessert werden, da eine Limitierung durch den Ammoniumgehalt erst ab einer O_2-Konzentration von etwa 15 mg/l eintreten würde. Beim Belebungsverfahren hingegen ist unabhängig von der NH_4-N-Konzentration bei einem Sauerstoffgehalt von 2 mg O_2/l die maximale Nitrifikationsrate erreicht.

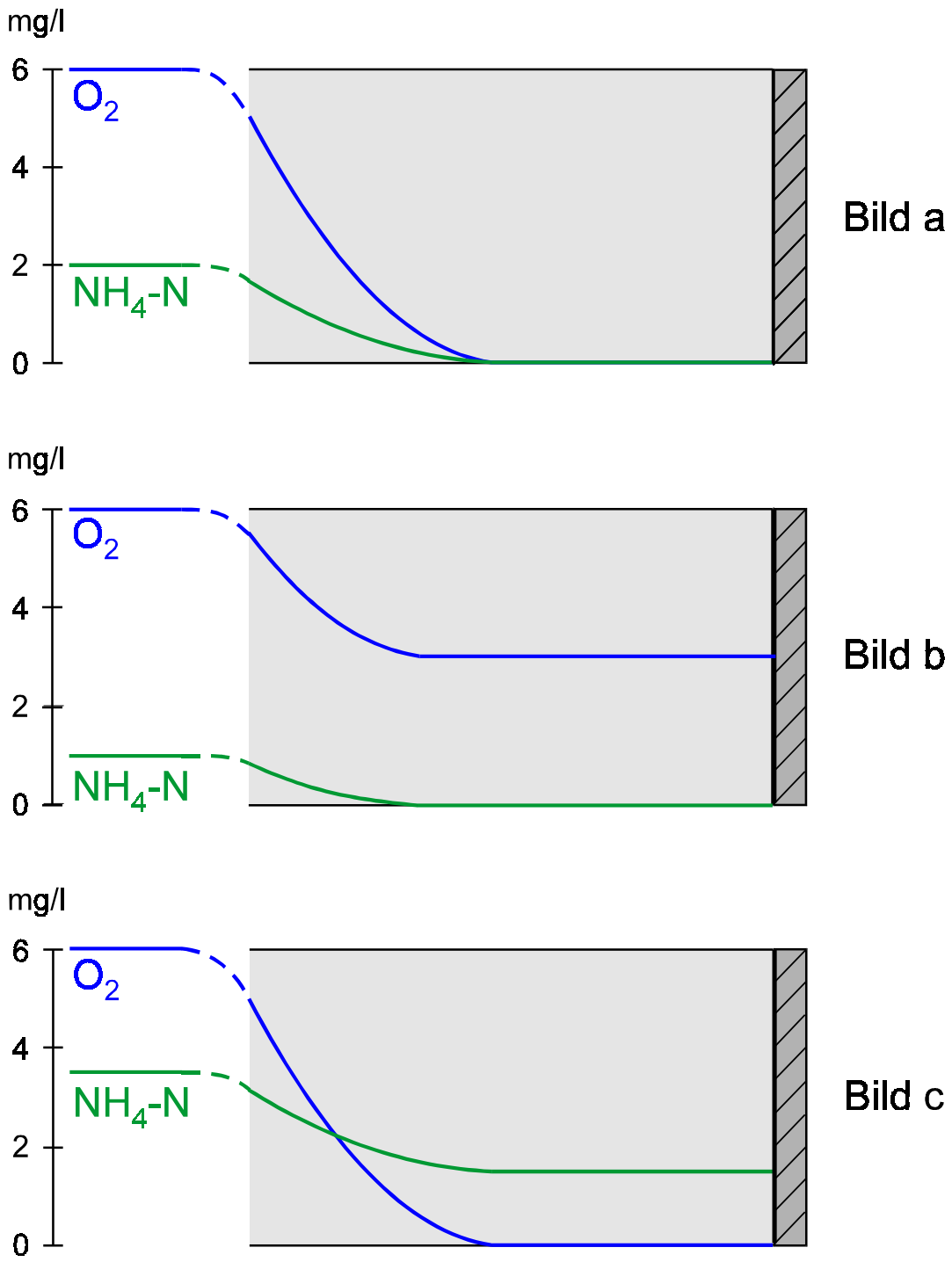


Abbildung 5: Substratlimitierung bei der Nitrifikation am Biofilm (nach Gujer, 1991)

Bild a: „Doppellimitierung“: Sauerstoff und Ammonium limitierend
Bild b: Ammoniumlimitierung
Bild c: Sauerstofflimitierung

So wie für die Nitrifikation, kann der Übergangsbereich von der Limitierung durch das eine Substrat zu der durch das andere Substrat auch für weitere mikrobiologische Prozesse abgeschätzt werden, und zwar entsprechend Gleichung (4a) bzw. (4b) mit Hilfe des Terms $[(\nu_1/\nu_2)\cdot(D'_2/D'_1)]$. Dabei kann das Verhältnis der stöchiometrischen Koeffizienten (ν_1/ν_2), siehe Gl. (1), aus bekannten Verhältniswerten überschlägig ermittelt werden. Wie oben angeführt, beträgt das Verhältnis der Diffusionskoeffizienten für Ammonium und Sauerstoff D'_{NH4}/D'_{O2} (= D'_2/D'_1) etwa 0,7. Nach Harremoës (1978) bzw. Gujer und Boller (1990) sind die Diffusionskoeffizienten für Nitrat und Methanol etwa gleich wie der für Ammonium, während der für Glukose und andere Zuckerverbindungen deutlich darunter liegt. Die auf diese Weise ermittelten Werte für den "Übergangsbereich" sind in Tabelle 4 für die Nitrifikation, sowie für den aeroben bzw. anoxischen Abbau von Methanol und Glukose zusammengestellt.

Tabelle 4: "Übergangsbereich" für die Substratlimitierung im Biofilm

Prozeß	Substrat 1 [S_1]	Substrat 2 [S_2]	"Übergangsbereich" [(mg S_1/l)/(mg S_2/l)]
Nitrifikation	Sauerstoff	Ammonium	≈ 3 (mg O_2/l)/(mg NH_4-N/l)
Aerober Abbau	Methanol	Sauerstoff	2 bis 3,5 (mg CSB/l)/(mg O_2/l)
	Glukose	Sauerstoff	6 bis 10 (mg CSB/l)/(mg O_2/l)
Denitrifikation	Methanol	Nitrat	4 bis 7 (mg CSB/l)/(mg NO_3-N/l)
	Glukose	Nitrat	12 bis 20 (mg CSB/l)/(mg NO_3-N/l)

Anmerkung: Liegt das Verhältnis der Konzentrationen (S_1/S_2) unterhalb des "Übergangsbereichs", so ist Substrat 1 limitierend für den Prozeß.
Liegt das Verhältnis (S_1/S_2) oberhalb, so ist Substrat 2 limitierend.

Von den Werten für den Übergangsbereich, die in Tabelle 4 beim aeroben Abbau und bei der Denitrifikation angegeben sind, gelten die höheren Werte für hochbelastete Biomasse, etwa bei häufiger Spülung bei einer vorgeschalteten Denitrifikation, und die niedrigeren Werte für schwachbelastete Biomasse, z.B. bei einer Nachdenitrifikation mit externen C-Quellen. So gibt der Wert von 4 (mg CSB/l)/(mg NO_3-N/l) bei der Denitrifikation mit Methanol an, daß bei einer NO_3-N-Konzentration von 10 mg/l in einer Nachdenitrifikation eine Erhöhung der Konzentration an Methanol von z.B. 12 mg/l (= 18 mg CSB/l) auf

24 mg/l (= 36 mg CSB/l) eine Verbesserung der Denitrifikationsleistung erreicht werden könnte. Dem steht allerdings entgegen, daß in jedem Fall sicher zu stellen ist, daß kein Methanol in den Ablauf der Anlage gelangt. In jedem Fall arbeiten Biofilmverfahren zur Nachdenitrifikation aufgrund dieses Zusammenhangs zwangsläufig deutlich unterhalb ihrer Leistungsgrenze.

4.4 Die Umsatzrate in Abhängigkeit von der Substratkonzentration

Bislang wurde hinsichtlich der Prozeßkinetik im Biofilm festgestellt, daß die Diffusionslimitierung eine wesentliche Rolle spielt. Dies äußert sich so, daß bei einer gegebenen Konzentration des Stoffes, der abgebaut werden soll (Ammonium im Falle der Nitrifikation, Nitrat bei der Denitrifikation), durch eine Erhöhung der Konzentration des Stoffes, welcher für den Abbau benötigt wird (Sauerstoff im Falle der Nitrifikation, eine C-Quelle bei der Denitrifikation), eine Verbesserung der Umsatzrate (Abbauleistung) erzielt wird. Es wurde jedoch noch keine Aussage über den Zusammenhang zwischen Substratkonzentration und Umsatzrate getroffen.

Allgemein kann dieser Zusammenhang folgendermaßen angeschrieben werden (nach Gujer, 1991):

$$r_{aS} = \sqrt{2 \cdot D'_S \cdot \mu_{max} \cdot \gamma \cdot \nu_S \cdot \left(S_O - S_U - K_S \cdot \ln \frac{S_O + K_S}{S_U + K_S}\right)} \qquad (7)$$

r_{aS} ..... Umsatzrate des Substrats bezogen auf die Oberfläche des Biofilms bzw. des Trägermaterials (g S/m²/d)
D'_S ..... Diffusionskoeffizient des Substrates im Inneren des Biofilms (m²/d)
μ_{max} ..... Maximale Wachstumsrate der beteiligten Biomasse (1/d)
γ ..... "Packungsdichte" der beteiligten Biomasse (g Biomasse/m³)
ν_S ..... Stöchiometrischer Koeffizient des Substrates (g S/g Biomasse)
S_O ..... Konzentration des Substrats an der Oberfläche des Biofilm (mg/l)
S_U ..... Konzentration des Substrats an der Unterlage (Trägermaterial) (mg/l)
K_S ..... Sättigungsbeiwert (nach Monod) des Substrates (mg/l)

Von den ersten 4 Parametern in Gleichung (7) (D'_S, μ_{max}, γ, ν_S) sind zwar der Diffusionskoeffizient D'_S, die maximale Wachstumsrate μ_{max} sowie der

stöchiometrische Koeffizient ν_S zumindest näherungsweise bekannt, nicht jedoch die "Packungsdichte" der Biomasse am Biofilm γ (in g Biomasse je m³ Biofilm). Diese Parametergruppe wird häufig zu einer "Biofilmkonstante" zusammengezogen, die allerdings temperaturabhängig und auf das jeweilige Substrat bezogen ist:

$$K_{T,S} = 2 \cdot D'_S \cdot \mu_{max} \cdot \gamma \cdot \nu_S \qquad (8)$$

$K_{T,S}$ ....."Biofilmkonstante", abhängig von der Temperatur T und bezogen auf das jeweilige Substrat S (g/m/d²)

Der letzte Term in Gleichung (7) ($K_S \cdot \ln \frac{S_O + K_S}{S_U + K_S}$) rührt von der Einbeziehung der Monodkinetik in die Biofilmkinetik her und wird bei entsprechend hohe Werten für (S_O - S_U) vernachlässigbar gering.

Entscheidend ist, daß im Falle einer Limitierung des Substrates S (S_U wird zu null) die Abhängigkeit der Umsatzrate von der Substratkonzentration am Biofilm eine "**Funktion halber Ordnung**" (engl.: "half order kinetic") darstellt.

Bezieht man diese Funktion (Gl. 7) auf den Nitrifikationsprozeß, so gilt mit Gleichung (8), falls die O_2-Konzentration limitierend wirkt, wodurch $S_{O2,U}$ zu null wird, für die Umsatzrate des Sauerstoffs (= Sauerstoffverbrauch) r_{aO2} (in g O_2/m²/d):

$$r_{aO2} = \sqrt{2 \cdot D'_{O2} \cdot \mu_{max} \cdot \gamma \cdot \nu_{O2} \cdot (S_{O2,O} - K_{O2} \cdot \ln \frac{S_{O2,O} + K_{O2}}{K_{O2}})} \qquad (9)$$

und nach Einsetzen der "Biofilmkonstante" (Gl. 8) sowie unter Vernachlässigung des "Monod-Terms":

$$r_{aO2} = \sqrt{K_{T,O2} \cdot S_{O2,O}} \qquad (10)$$

Gleichung (10) kann zwar nicht direkt aufgelöst werden. Beim rein nitrifizierenden Biofilm besteht jedoch, solange ein Überschuß an Ammonium vorliegt, über den spezifischen Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation ν_{O2}/ν_{NH4} ein direkter Zusammenhang zwischen dem Sauerstoffverbrauch r_{aO2} und

der Nitrifikationsrate r_{aN} (in g NH_4-N/m²/d). Somit ergibt sich folgende Abhängigkeit zwischen Nitrifikationsrate r_{aN} und O_2-Gehalt $S_{O2,O}$:

$$r_{aN} = \frac{r_{aO2}}{\nu_{O2}/\nu_{NH4}} = \frac{\sqrt{K_{T,O2}}}{\nu_{O2}/\nu_{NH4}} \cdot \sqrt{S_{O2,O}} \qquad (11)$$

Folglich ist für einen gegebenen Biofilm bei einer bestimmten Temperatur und unter der Voraussetzung, daß Ammonium im Überschuß vorliegt, die **Nitrifikationsrate r_{aN} proportional zur Quadratwurzel aus dem O_2-Gehalt** an der Oberfläche des Biofilms $S_{O2,O}$ und näherungsweise in der umgebenden Flüssigkeit.

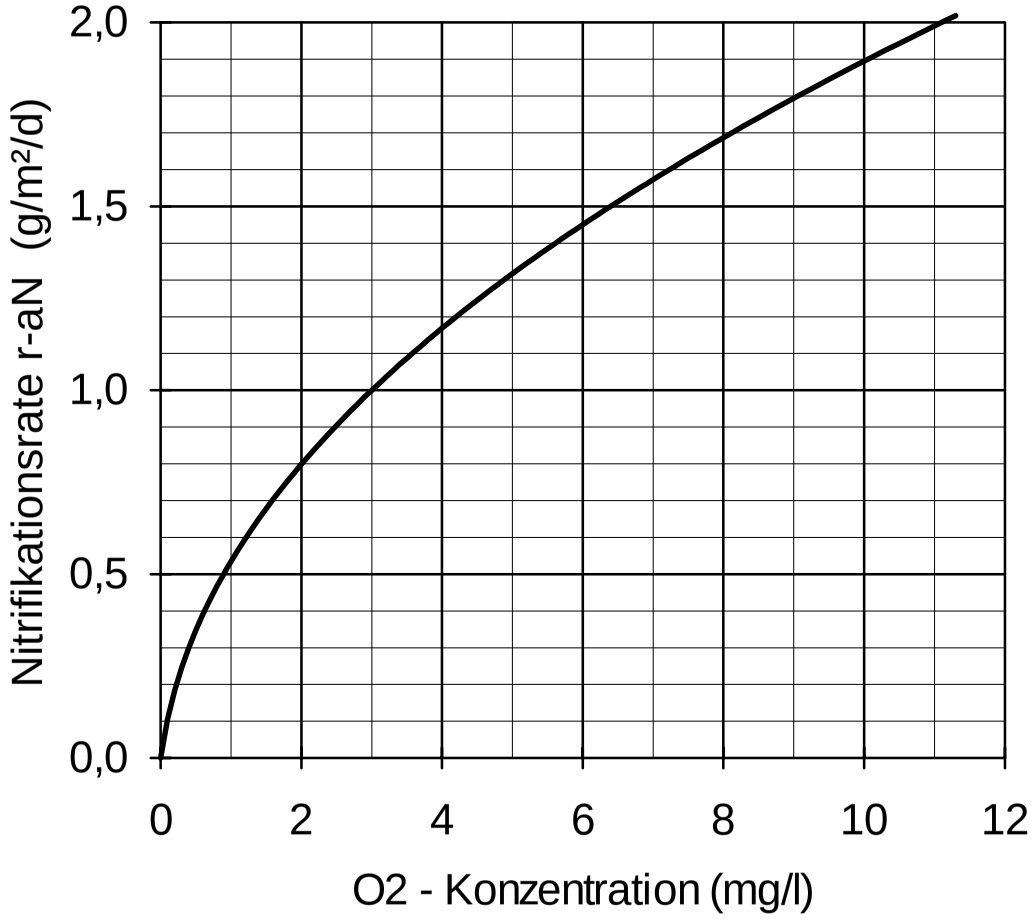


Abbildung 6: Nitrifikationsrate r_{aN} eines Biofilms bei Ammoniumüberschuß in Abhängigkeit von der O_2-Konzentration an der Oberfläche des Biofilms $S_{O2,O}$

Der Zusammenhang zwischen Nitrifikationsrate und O_2-Gehalt ist in Abbildung 6 graphisch dargestellt. Beträgt die Nitrifikationsrate r_{aN} bei einem O_2-Gehalt von 3 mg/l 1,0 g/m²/d, so liegt r_{aN} bei einem O_2-Gehalt von 6 mg/l bei 1,45 g/m²/d und mit 9 mg O_2/l bei 1,8 g/m²/d. Daß zwischen den einzelnen Werten für r_{aN} nicht genau ein Verhältnis von $\sqrt{2}$ bzw. $\sqrt{3}$ besteht, liegt daran, daß die Auswertung der Funktion in Abbildung 6 nach Gleichung (9) erfolgte, d.h. unter Berücksichtigung des "Monod-Terms" mit einem Sättigungsbeiwert für Sauerstoff K_{O2} von 0,1 mg/l (Gujer, 1991).

Solange Ammonium im Überschuß vorhanden ist, d.h. der NH_4-N-Gehalt mehr als ein Drittel des O_2-Gehalts beträgt, kann die Nitrifikationsleistung durch Steigerung der Sauerstoffzufuhr und somit des Sauerstoffgehalts gesteigert werden. Dies konnte in Untersuchungen mit Sauerstoffbegasung an einer Tauchkörperanlage nachgewiesen werden (Gönenç und Harremoës, 1985). Bei diesen Versuchen wurde der Sauerstoffgehalt in der Wanne des Tauchkörpers bis zu einer Konzentration von 30 mg O_2/l erhöht und die Nitrifikationsleistung ist entsprechend der dargestellten Kinetik proportional zur Quadratwurzel des O_2-Gehalts angestiegen.

Bei gegebenem O_2-Gehalt gilt für die Nitrifikationsrate in Abhängigkeit vom NH_4-N-Gehalt folgender Zusammenhang:

$$r_{aN} = \sqrt{2 \cdot D'_N \cdot \mu_{max} \cdot \gamma \cdot \nu_N \cdot \left(S_{N,O} - S_{N,U} - K_N \cdot \ln \frac{S_{N,O}+K_N}{S_{N,U}+K_N}\right)} \qquad (12)$$

bzw. nach Einsetzen der "Biofilmkonstante" (Gl. 8)

$$r_{aN} = \sqrt{K_{T,N} \cdot \left(S_{N,O} - S_{N,U} - K_N \cdot \ln \frac{S_{N,O}+K_N}{S_{N,U}+K_N}\right)} \qquad (13)$$

$K_{T,N}$....."Biofilmkonstante", abhängig von der Temperatur T, bezogen auf Ammonium (g/m/d²)

Die NH_4-N-Konzentration an der "Unterlage" $S_{N,U}$ ergibt sich aus dem O_2-Gehalt (Gleichungen 4b und 5). Somit kann bei bekannten Werten für die Nitrifikationsrate r_{aN}, den Sauerstoffgehalt $S_{O2,O}$ und den NH_4-N-Gehalt $S_{N,O}$ die "Biofilmkonstante" $K_{T,N}$ ermittelt und auf die Nitrifikationsrate bei anderen

Belastungszuständen, mit anderen Werten für $S_{O2,O}$ und $S_{N,O}$, geschlossen werden.

In Abbildung 7 ist die Abhängigkeit der Nitrifikationsrate r_{aN} in Abhängigkeit von der NH_4-N-Konzentration $S_{N,O}$ an der Oberfläche des Biofilms bei unterschiedlichen Sauerstoffkonzentrationen $S_{O2,O}$ entsprechend Gleichung (12) bzw. (13) dargestellt. Für diese Betrachtung wurden als Ausgangswerte die Werte für die maximale Nitrifikationsrate, die sich aus Abbildung 6 ergeben, herangezogen. Für den Sättigungsbeiwert K_N wurde ein Wert von 0,4 mg/l gewählt.

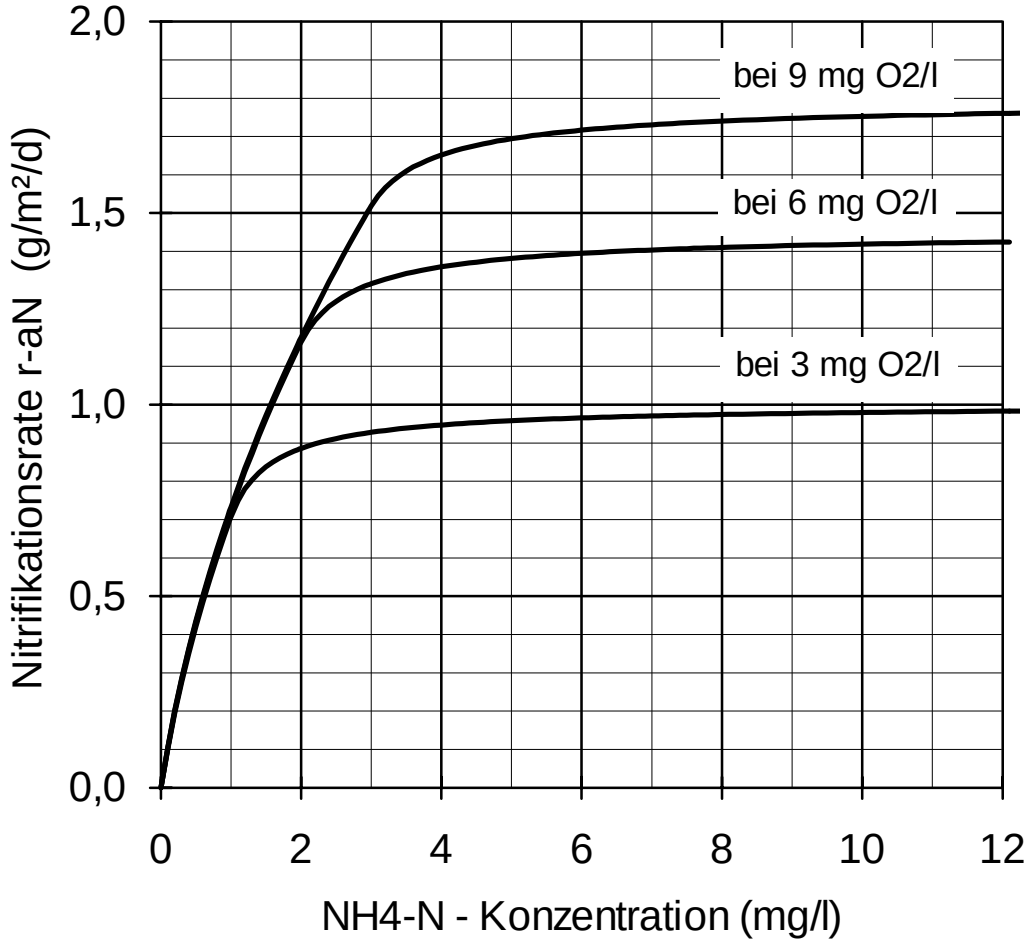


Abbildung 7: Nitrifikationsrate r_{aN} eines Biofilms in Abhängigkeit von der NH_4-N-Konzentration an der Oberfläche des Biofilms $S_{N,O}$ bei unterschiedlichen O_2-Konzentrationen

Im Bereich des aufsteigenden Astes der Kurven in Abbildung 7 herrscht Ammoniumlimitierung vor. Der "Übergangsbereich" von Ammonium- zu Sauerstofflimitierung liegt jeweils an der Stelle, an der die NH_4-N-Konzentration $S_{N,O}$ rund ein Drittel der Sauerstoffkonzentration beträgt. Im nahezu waagrechten Ast ist die Nitrifikationsrate r_{aN} sauerstofflimitiert. Mit steigender NH_4-N-Konzentration nähert sich die Nitrifikationsrate r_{aN} den Werten in Abbildung 6 an.

Die dargestellten kinetischen Beziehungen sind vorerst rein theoretischer Natur. Ihre allgemeine Gültigkeit in der Realität, vor allem der Abhängigkeit der Nitrifikationsrate von der NH_4-N-Konzentration bei gegebenem O_2-Gehalt, konnte jedoch in zahlreichen praktischen Untersuchungen an Biofilmreaktoren nachgewiesen werden (u.a. von: Harremoës, 1978; Gönenç und Harremoës, 1985; Gujer und Boller, 1990; Henze *et al.*, 1995).

Über die Auswirkung von schwankenden Belastungen auf Biofilme gibt es bislang nur relativ wenige Untersuchungen. Die hier dargestellten Zusammenhänge gelten für einen gegebenen Biofilm nur zu einem bestimmten Zeitpunkt. So kann z.B. davon ausgegangen werden, daß die Nitrifikationsrate momentan um mindestens 40 % erhöht werden kann, wenn der Sauerstoffgehalt verdoppelt wird. Es gibt jedoch unseres Wissens bislang keinen Nachweis, daß, wenn von 2 parallel beschickten Reaktoren einer stets mit dem doppelten O_2-Gehalt betrieben wird, dieser eine entsprechend höhere Nitrifikationsrate aufweist. Daher werden in dieser Arbeit Angaben zu den zu erwartenden Umsatzleistungen unterschiedlicher Biofilmreaktoren im weiteren unter der Voraussetzung ausreichender Sauerstoffzufuhr auf Umsatzraten, wie z.B. die Nitrifikationsrate, bezogen, und nicht auf die "Biofilmkonstante", zumal für den letzteren Parameter auch zu wenige Literaturangaben vorliegen.

4.5 Temperaturabhängigkeit der Nitrifikationsrate am Biofilm

Von den Parametern, die nach Gleichung (9) und (11) die (maximale) Nitrifikationsrate beeinflussen, sind 3 temperaturabhängig:

- der Diffusionskoeffizient für Sauerstoff D'_{O2}
- die maximale Wachstumsrate μ_{max}
- und der Sauerstoffgehalt $S_{O2,O}$

Der Sauerstoffgehalt ist zwar nicht direkt temperaturabhängig, wird jedoch durch die temperaturabhängige Größe des Sättigungwertes für Sauerstoff c_s bestimmt. Das Sättigungsdefizit, die Abminderung des Sauerstoffgehalts gegenüber dem Sättigungswert (= c_s - $S_{O2,O}$), ist abhängig vom Sauerstoffverbrauch und vom k_{La}-Wert. Da der spezifische Sauerstoffverbrauch für die Nitrifikation nicht temperaturabhängig ist, ergibt sich im Falle "reiner" Nitrifikation bei gleicher Stickstoffumsetzung und bei gleicher Sauerstoffzufuhr das gleiche Sättigungsdefizit (c_s - $S_{O2,O}$). Somit ist der Sauerstoffgehalt $S_{O2,O}$ gegenüber dem Sättigungwert c_s bei unterschiedlicher Temperatur um einen konstanten Wert vermindert. Für die Ermittlung der Temperaturabhängigkeit wurde hier beispielhaft von einem Sättigungsdefizit von 4 mg O_2/l ausgegangen.

Die Temperaturabhängigkeit am Biofilm kann daher wie folgt abgeschätzt werden:

$$f_{T,Nitr} = \sqrt{f_{T,D_{O2}} \cdot f_{T,\mu_{max}} \cdot f_{T,S_{O2}}} \qquad (14)$$

$f_{T,Nitr}$..... Temperaturfaktor für die Nitrifikation am Biofilm
$f_{T,D_{O2}}$..... Temperaturfaktor des Diffusionskoeffizienten für Sauerstoff
$f_{T,\mu_{max}}$..... Temperaturfaktor der maximalen Wachstumsrate der Nitrifikanten
$f_{T,S_{O2}}$..... Temperaturfaktor für den Sauerstoffgehalt in der umgebenden Flüssigkeit; hier aus $S_{O2,O} = c_s$ - 4 mg/l errechnet

Die Auswertung von Gleichung (14) wurde für den Temperaturbereich zwischen 5 und 15°C vorgenommen. Aus Werten von Gujer (1991) ergibt sich für den Diffusionskoeffizienten für Sauerstoff D'_{O2} ein Temperaturfaktor von 1,033, entsprechend einer Erhöhung um 3,3 % pro Grad C. Der Temperaturfaktor für die maximale Wachstumsrate liegt bekannterweise um 1,10, bei Temperaturen um 10 °C allerdings etwas höher, und zwar bei rund 1,11 (Gujer, 1977). Der Sättigungswert für Sauerstoff sinkt mit steigender Temperatur. Daraus ergibt sich zwischen 5 und 15°C ein Temperaturfaktor von 0,977. Eine Abminderung um das Sättigungsdefizit führt zu einer Erhöhung des Temperaturabhängigkeit des Sauerstoffgehalts. Mit der Annahme eines Sättigungsdefizits von 4 mg O_2/l ergibt sich ein Temperaturfaktor $f_{T,S_{O2}}$ von rund 0,96. Der Faktor für die Nitrifikation am Biofilm errechnet sich somit zu:

$$f_{T,Nitr} = \sqrt{1{,}033 \cdot 1{,}11 \cdot 0{,}96} = 1{,}05 \qquad (14)$$

Die Temperaturabhängigkeit der Nitrifikation ist somit beim Biofilm deutlich geringer als im Belebtschlamm. Abbildung 8 zeigt Ergebnisse von Pilotversuchen an einer Tauchkörperanlage, die einer Belebtschlammstufe nachgeschaltet war. Dabei ergab sich ein Temperaturfaktor von 1,045 (= $e^{0,044}$). Die gleiche Temperaturabhängigkeit der Nitrifikation wurde an Tropfkörperanlagen gefunden (Gujer und Boller, 1986).

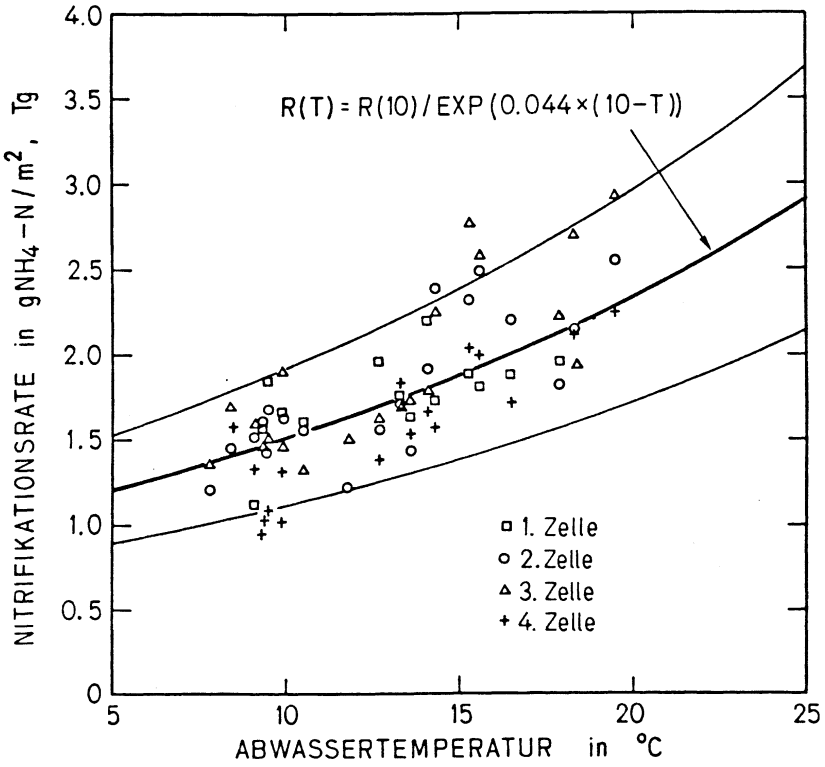


Abbildung 8: Einfluß der Abwassertemperatur auf die Nitrifikationsrate bei Pilotversuchen an einer nachgeschalteten Tauchkörperanlage (Boller *et al.*, 1987)

Bei Untersuchungen an Biofiltern lag der Temperaturfaktor bei lediglich 1,03 (Tschui *et al.*, 1994). Diese im Vergleich zu Tropfkörper und Tauchkörper noch geringere Temperaturabhängigkeit könnte darin begründet sein, daß Biofilter im allgemeinen mit geringerem Sauerstoffgehalt betrieben werden.

4.6 Einfluß von Alkalität und pH-Wert auf die Nitrifikation am Biofilm

Bei der Nitrifikation entsteht Säure. Je mol oxidiertem NH_4^+ werden rund 2 mol H^+ freigesetzt bzw. 2 mol Alkalität (= "Säurekapazität") verbraucht.

Entscheidend für die Nitrifikation ist allerdings nicht so sehr die Alkalität als vielmehr der pH-Wert. Bei pH-Werten unter 6,5 kommt es zu einem merklichen Rückgang der Nitrifikationsleistung (siehe dazu: Nowak und Svardal, 1990).

Selbst beim Belebungsverfahren ist der Zusammenhang zwischen pH-Wert und Alkalität äußerst komplex. Es ist zweifellos nicht möglich für alle Biofilmverfahren einen allgemein gültigen Ansatz für eine Abschätzung des zu erwartenden pH-Werts zu geben. Wesentlich ist, daß das bei der Nitrifikation gebildete CO_2 in ausreichender Weise abgeführt wird. Dies dürfte bei den Verfahren, bei denen ein weitgehender Gasaustausch zur Atmosphäre hin gegeben ist (Tropfkörper- und Tauchkörperanlagen), in höherem Maße der Fall sein als bei Biofilteranlagen. Bei Biofiltern dürften die Abhängigkeit des pH-Werts von Alkalität, Wassertiefe und Sauerstoffzufuhr ähnlich sein wie beim Belebungsverfahren (siehe Nowak, 1996), wobei anzunehmen ist, daß die schlechtere Sauerstoffausnutzung Vorteile und die Diffusionslimitierung Nachteile gegenüber dem Belebungsverfahren bringt.

Bei Untersuchungen zur Nitrifikation in einem Tauchkörper als zweite biologische Stufe wurden bei einer verbleibenden Alkalität von 0,5 bis 0,6 mmol/l (!) noch pH-Werte in der Wanne des Tauchkörpers zwischen 7,1 und 7,5 gemessen (IWAG, 1998). Dies weist auf den sehr guten Gasaustausch bei diesen Anlagen hin.

Dessenungeachtet muß die Alkalität auch bei Tropfkörper- und Tauchkörperanlagen ausreichend hoch sein, damit nicht dieser Parameter in der Tiefe des Biofilms limitierend wird. So wie zwischen Sauerstoff und Ammonium besteht ein "Übergangsbereich" für die "Substrat"-Limitierung bei der Nitrifikation auch zwischen Sauerstoff und Alkalität (bzw. Ammonium und Alkalität). Da zumeist der Sauerstoffgehalt limitierend für die Nitrifikation am Biofilm ist, wird hier nun der "Übergangsbereich" zwischen Sauerstoff und Alkalität dargestellt (nach Szwerinski *et al.*, 1986). Entsprechend Gleichung (4a) bzw. (4b) gilt, wenn beide Substrat (O_2 und Alkalität) limitierend werden, wobei für die Alkalität der Diffusionskoeffizient für HCO_3^- eingesetzt wurde:

$$\frac{S_{ALK,O}}{S_{O2,O}} = \frac{\nu_{ALK}}{\nu_{O2}} \cdot \frac{D'_{O2}}{D'_{HCO3}} \qquad (15)$$

Bezieht man die stöchiometrischen Koeffizienten ν_{ALK} und ν_{O2} jeweils auf das Ammonium, so beträgt ν_{ALK} 2 mol/mol NH_4^+ bzw. 0,14 mol/g NH_4-N und ν_{O2} 4,3 g O_2/g NH_4-N. Das Verhältnis der Diffusionskoeffizienten D'_{O2}/D'_{HCO3} liegt nach Szwerinski *et al.* (1986) bei 2,2. Daraus ergibt sich der Übergangsbereich von der Sauerstofflimitierung zur Limitierung durch die fehlende Alkalität zu:

$$\frac{S_{ALK,O}}{S_{O2,O}} \approx \frac{0,14}{4,3} \cdot 2,2 \approx 0,073 \text{ (mmol/l)/(mg } O_2\text{/l)} \qquad (16)$$

Liegt das Verhältnis der Alkalität zum O_2-Gehalt an der Oberfläche des Biofilms nur knapp über diesem Wert (0,073 mmol/mg O_2), so kommt es in jedem Fall zu einem starken pH-Abfall in der Tiefe des Biofilms, da auch die Alkalität nahe null wird. Aus Angaben von Szwerinski *et al.* (1986) kann geschlossen werden, daß das Verhältnis Alkalität zu O_2-Gehalt mindestens 0,12 (mmol/l)/(mg O_2/l) betragen sollte, um bei einem pH-Wert von rund 7 in der umgebenden Flüssigkeit ein Absinken des pH im Biofilm auf Werte unter 6 zu vermeiden.

Bei Tropfkörper- und Tauchkörperanlagen liegt der Sauerstoffgehalt an der Oberfläche des Biofilms, je nach Temperatur, etwa zwischen 6 und 10 mg O_2/l. Bei einem Sauerstoffgehalt von 8 mg O_2/l sollte die Alkalität (Säurekapazität) des Ablaufs daher mindestens 1 mmol/l betragen, um ein zu starkes Absinken des pH im Biofilm und folglich eine Verminderung der Nitrifikationsleistung zu verhindern.

4.7 Auswirkungen von Kohlenstoffabbau auf nitrifizierende Biofilme

Der in Abbildung 6 dargestellte Zusammenhang zwischen O_2-Konzentration und Nitrifikationsrate gilt theoretisch für rein nitrifizierenden Biofilm. Doch selbst wenn kein abbaubarer CSB mit dem Zulauf in den Biofilmreaktor gelangt, wird in gewissem Umfang organischer Kohlenstoff (CSB) durch die Zellsynthese der Nitrifikanten in das System eingetragen. Darüber hinaus wird auch bei nachgeschalteten Biofilmreaktoren, als 2. biologische Stufe nach erfolgter Kohlenstoffentfernung in einer 1. Stufe, in gewissem Umfang abbaubarer CSB in das System gelangen. Die Nitrifikanten treten folglich mit heterotrophen (= kohlenstoffabbauenden) Bakterien in Konkurrenz um das Substrat Sauerstoff. Es kann davon ausgegangen werden, daß dabei

insbesondere im Falle von leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen für die heterotrophen Bakterien aufgrund ihrer wesentlich höheren Wachstumsrate und des höheren Zellertrags der Sauerstoff um vieles leichter verfügbar ist als für die Nitrifikanten. Dies hat letztlich zur Folge, daß die Nitrifikation erst dann beginnen kann, wenn der Sauerstoffbedarf für den Kohlenstoffabbau weitgehend abgedeckt ist. Die Folge ist eine Verschiebung der Funktion zwischen Sauerstoffkonzentration und Nitrifikationsrate (siehe Abb. 6) hin zu höheren Werten für die O_2-Konzentration bzw. niedrigeren für die Nitrifikationsrate.

In Veröffentlichungen über den "Moving Bed Biofilm Reactor" (MBBR) wird eine Diagramm gezeigt, nach der erst über einer O_2-Konzentration von 4 mg/l eine meßbare Nitrifikationsrate festgestellt wurde (Ødegaard und Rusten, 1995). Dieses Diagramm ist in Abbildung 9 dargestellt. Dabei wurde zusätzlich eine Kurve eingetragen, die die gleiche Funktion darstellt (Nitrifikationsrate zu O_2-Konzentration bei reiner Nitrifikation) wie in Abbildung 5, nur daß hier der Nullpunkt auf 4 mg O_2/l gelegt wurde. Gleichzeitig wurden bereits bei niedrigen NH_4-N-Konzentrationen von rund 1 mg/l Nitrifikationsraten von ca. 0,5 g/m²/d ermittelt. Somit kann abgeleitet werden, daß heterotrophe Aktivität und nicht Diffusionslimitierung die Ursache für den erhöhten erforderlichen O_2-Gehalt darstellt.

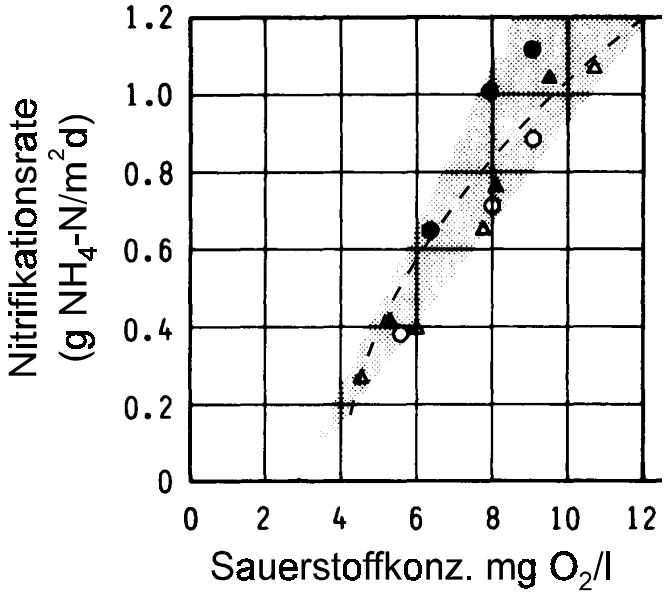


Abbildung 9: Nitrifikationsrate in Abhängigkeit von der O_2-Konzentration beim "Moving Bed Biofilm Reactor" (MBBR-Verfahren) (nach Ødegaard und Rusten, 1995)

Es steht außer Zweifel, daß bei allen Biofilmverfahren bei Vermeidung von Kohlenstoffbelastung wesentlich höhere Nitrifikationsraten erzielt werden können, als bei einstufigem Betrieb mit Kohlenstoffabbau und Nitrifikation.

Plötzlich zugegebene hohe organische Frachten führten bei nitrifizierenden Biofilmreaktoren zu einem sofortigen starken Rückgang der Nitrifikationsraten, bei Biofiltern und noch im verstärktem Maße bei Tauchkörperanlagen (Boller *et al.*, 1997). Nachdem diese hohe organische Belastung nach nur 3 Tagen wieder abgesetzt worden war, kam es bei beiden Anlagentypen zu einer raschen Erholung der Ammoniumoxidation. Bei der Zugabe von vorgeklärtem Abwasser auf diese Biofilmanlagen, wobei die Belastung über mehrere Wochen hinweg zunehmend erhöht wurde, kam es bei der Tauchkörperanlage zu einem vollständigen Verlust der Nitrifikation, während bei den Biofilteranlagen bei ausreichender Rückspülung nur eine gewisse Verminderung der Nitrifikationsleistung zu verzeichnen war.

4.8 Gefahr der Nitritbildung bei der Nitrifikation am Biofilm

Nitrit ist ein obligates Zwischenprodukt der Nitrifikation. Es ist kein Bakterium bekannt, das Ammonium direkt zu Nitrat umsetzt. Vielmehr wird der Gesamtvorgang der Nitrifikation stets von zwei Bakteriengruppen durchgeführt: Ammoniumoxidierer bilden Nitrit, Nitritoxidierer bilden Nitrat. Unter gewissen Bedingungen, wie z.B. während des Einfahrvorgangs einer biologischen Abwasserreinigungsanlage, kann es daher bei jedem Verfahren zu erhöhten Nitritkonzentrationen im Ablauf kommen.

Es ist allgemein bekannt, daß ein niedriger Sauerstoffgehalt die Nitritoxidation deutlich stärker beeinträchtigt als die Ammoniumoxidation. Nun treten gerade im Biofilm durch die Sauerstofflimitierung sehr niedrige O_2-Konzentrationen auf. Zudem ist zu beachten, daß in der Tiefe des Biofilms das gebildete Nitrat (ebenso wie Nitrit) bei entsprechender organischer Belastung als "Substrat" für die Denitrifikation dient. Letztlich kann es durch den "verkürzten" Abbauweg von Ammonium zu Nitrit und anschließender Denitrifikation zum gasförmigen Stickstoff zu einer Reduzierung der Population an Nitritoxidierern kommen, was bei Ammonium-Stoßbelastungen neben erhöhten Ammoniumablaufwerten auch erhöhte Nitritkonzentrationen im Ablauf zu Folge hätte. Dieses Phänomen kann auch beim Belebungsverfahren bei simultaner Nitrifikation-Denitrifikation

auftreten, wenn der gesamte Reaktor permanent bei niedrigen O_2-Gehalt betrieben wird, wie Untersuchungen gezeigt haben (Pochana und Keller, 1997). Im Rahmen der bereits erwähnten Arbeit von Boller *et al.* (1997) wurden nach Ende der kurzzeitigen hohen organischen Belastungen an der Tauchkörperanlage erhöhte Nitritablaufwerte von über 2 mg NO_2-N/l beobachtet.

Der Gefahr von erhöhten NO_2-N-Konzentrationen im Ablauf von Biofilmanlagen kann am besten durch eine ausreichend niedrige Belastung und weitestgehende Ammoniumoxidation begegnet werden. In Abbildung 10 ist der Zusammenhang zwischen NH_4-N- und NO_2-N-Konzentration im Ablauf von Tauchkörpern und Kunststofftropfkörpern, der bei Untersuchungen an der EAWAG (Schweiz) gefunden wurde, dargestellt. Die größere Neigung zur Nitritbildung bei höheren Temperaturen kann damit erklärt werden, daß bei niedrigen Temperaturen das Verhältnis der maximalen Wachstumsraten von Nitritoxidierern zu Ammoniumoxidierern vergleichsweise höher ist als bei hohen Temperaturen.

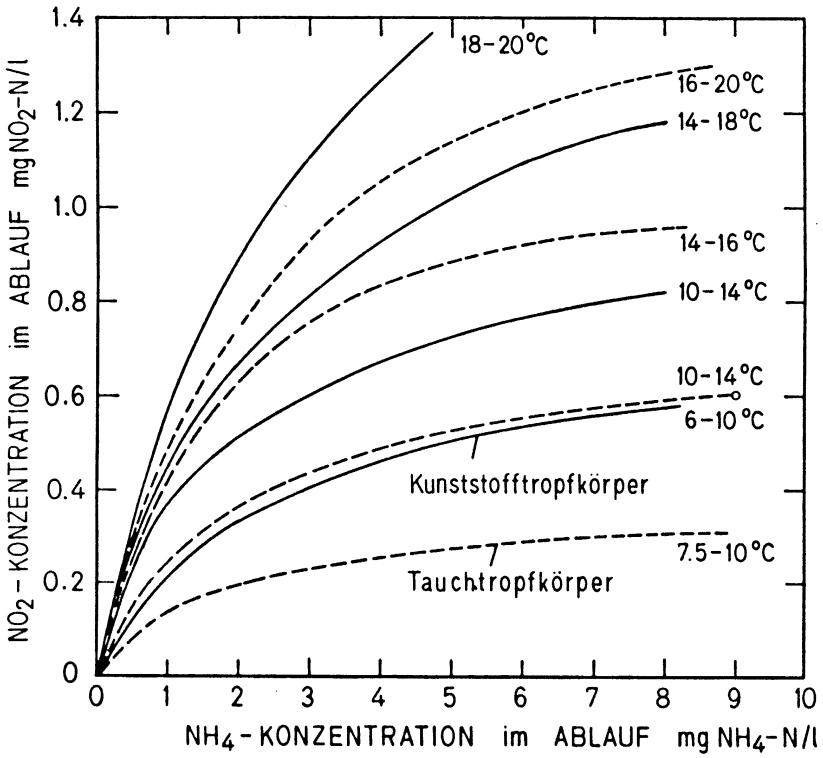


Abbildung 10: Beziehung zwischen NH_4-N- und NO_2-N-Konzentrationen in Abhängigkeit von der Temperatur im Tauchkörper und im Kunststofftropfkörper (Boller et al., 1987)

Weiters ist zu beachten, daß Schlammwasser aus der anaeroben Stabilisierung in gewissem Umfang die Ammoniumoxidation und in noch stärkerem Maße die Nitritoxidation hemmt (Gujer, 1988). Dies dürfte im erhöhten Ausmaß bei Tauchkörperanlagen der Fall sein, wie Untersuchungen gezeigt haben (IWAG, 1998). Demnach sollte Trübwasser nur in sehr kleinen Mengen über längere Zeiträume hinweg in den Zulauf der Anlage rückgeführt werden.

5 Leistungsfähigkeit der einzelnen Biofilmverfahren - Hinweise zur Auslegung

5.1 Biofilmverfahren im einstufigen Betrieb

Biofilmverfahren ohne integrierte Feststoffabtrennung sind grundsätzlich für einen einstufigen Betrieb geeignet. Bei Biofiltern wäre ein einstufiger Betrieb äußerst problematisch, da der anzustrebende Feststoffgehalt im Abwasser unter 100 mg/l (siehe Pkt. 3.4.4) nur durch eine einfache Vorklärung im allgemeinen nicht erreicht werden kann. Nach dem ATV-Arbeitsblatt A 131 (ATV, 1991) beträgt die spezifische Feststofffracht nach einer Vorklärung mit einer Durchflußzeit von größer 1,5 h 30 g/(EW·d), woraus sich mit einem spezifischen Abwasseranfall von 200 l/EW/d eine Feststoffkonzentration von 150 mg/l ergibt.

Tropfkörperanlagen werden seit Jahrzehnten für die einstufige biologische Abwasserreinigung eingesetzt. Dabei werden bei entsprechend niedriger Belastung Kohlenstoffabbau und weitgehende Nitrifikation erzielt. Dies kann auch mit Tauchkörperanlagen erreicht werden. Bei einstufigem Betrieb wird es, entsprechend den dargestellten prozeßkinetischen Zusammenhängen, auch in hohem Maße zu "simultaner Denitrifikation" im Inneren des Biofilms kommen. So wurden an 2 einstufigen Tauchkörperanlagen, die mit NH_4-N-Ablaufwerten von im Mittel rund 5 mg/l hinsichtlich der Einhaltung der 1. AEV gerade im Grenzbereich lagen, NO_3-N-Werte im Ablauf von durchschnittlich 6 mg/l gemessen (IWAG, 1998). Die Denitrifikation kann allerdings nur schwer

gesteuert werden. Bei Tauchkörperanlagen mit NH_4-N-Ablaufwerten zwischen rund 1 bis 2 mg/l lagen die NO_3-N-Werte zumeist um 15 mg/l. Eine gewisse Verbesserung der Stickstoffentfernung kann durch die Rückführung des gereinigten Ablaufs vor die Vorklärung, die bei kleinen Anlagen zumeist als Emscherbrunnen ausgebildet ist, erzielt werden. Die Denitrifikation findet dann zusätzlich im Emscherbrunnen sowie im Einlaufbereich des Tauchkörpers, der zumeist stark sauerstofflimitiert ist, statt. Dies ist im Grunde auch bei Tropfkörperanlagen möglich, wobei die Sauerstofflimitierung und somit die Denitrifikation im Einlaufbereich (an der Oberfläche) des Tropfkörpers nicht im selben Ausmaß auftreten wird wie beim Tauchkörper.

Generell kann jedoch die Aussage getroffen werden, daß Biofilmverfahren bei Abwasserreinigungsanlagen mit über 5.000 EW aufgrund der Anforderungen durch die Emissionsverordnung (jederzeit sichergestellte vollständige Nitrifikation und weitgehende Stickstoffentfernung) für einen einstufigen Betrieb nicht geeignet sind.

Für kommunale Anlagen ≤ 5.000 EW können einstufige Tropfkörper- und Tauchkörperverfahren weiterhin herangezogen werden, da bei diesen Anlagen nach der 1. AEV keine Stickstoffentfernung erforderlich ist. Ebenso können getauchte Festbetten bei kleineren Anlagen zum Einsatz kommen.

Im derzeit noch gültigen ATV-Arbeitsblatt (A 135) zur Bemessung von Tropfkörpern und Tauchkörpern (ATV, 1989) wird für Tauchkörper für (einstufige) "Abwasserreinigung mit Nitrifikation" ein Bemessungswert als Flächenbelastung (B_A) von 4 g $BSB_5/m^2/d$ angegeben. Erfahrungen, die in den letzten Jahren am Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien gemacht wurden (u.a.: IWAG, 1998), haben gezeigt, daß selbst bei geeignetem Trägermaterial mit diesem Belastungswert eine gesicherte Nitrifikation entsprechend der 1. AEV (NH_4-N_{ab} ≤ 5 mg/l bei Ablauftemperaturen > 12°C) nicht eingehalten werden kann. Zudem wird im gleichen Arbeitsblatt für (einstufige) Tropfkörper für die Nitrifikation ein Bemessungswert für die BSB_5-Flächenbelastung von 2 g $BSB_5/m^2/d$ angegeben, wobei es keinen triftigen Grund gibt, warum Kohlenstoffabbau und Nitrifikation am Tauchkörper wesentlich besser (mit doppelten Umsatzraten !) als am Tropfkörper vonstatten gehen sollten. In diesem Zusammenhang ist davor zu warnen, ATV-Arbeitsblätter kritiklos bei der Bemessung österreichischer Kläranlagen

anzuwenden, da in mancherlei Hinsicht nennenswerte Unterschiede zwischen den deutschen und den österreichischen Anforderungen an die Ablaufqualität bestehen.

Nach Literaturangaben (ATV, 1989; ATV, 1996) und nach eigenen Erfahrungen können folgende Bemessungswerte für die BSB_5-Flächenbelastung bei einstufigem Betrieb für eine gesicherte Nitrifikation gemäß den Anforderungen der 1. AEV für Anlagen ≤ 5000 EW empfohlen werden (Tab. 5).

Tabelle 5: Bemessungswerte für einstufigen Betrieb mit gesicherter Nitrifikation gemäß den Anforderungen der 1. AEV für Anlagen ≤ 5.000 EW

Verfahren	BSB_5-Flächenbelastung B_A
Tropfkörper	2 g $BSB_5/m^2/d$
Tauchkörper	2,5 g $BSB_5/m^2/d$
Getauchte Festbetten	2,5 g $BSB_5/m^2/d$

Aus den Angaben in Tabelle 5 ergibt sich mit einer spezifischen BSB_5-Fracht nach Vorklärung von 40 g/EW/d ein Bedarf an Bewuchsfläche von 20 m²/EW für Tropfkörper bzw. von 16 m²/EW für Tauchkörper und für getauchte Festbetten.

5.2 Biofilmverfahren als zweite biologische Stufe zur Nitrifikation

Nach erfolgtem, weitgehendem Kohlenstoffabbau können sämtliche genannten Biofilmverfahren für die Nitrifikation herangezogen werden. Auch hier liegen bei Tropfkörpern langjährige Erfahrungen vor (U.S.EPA, 1975; Boller und Gujer, 1986; Gujer und Boller, 1986). In Abbildung 11 sind die Angaben der U.S.EPA zur Nitrifikationsleistung von Tropfkörpern nach biologischer Reinigung (C-Abbau) graphisch dargestellt.

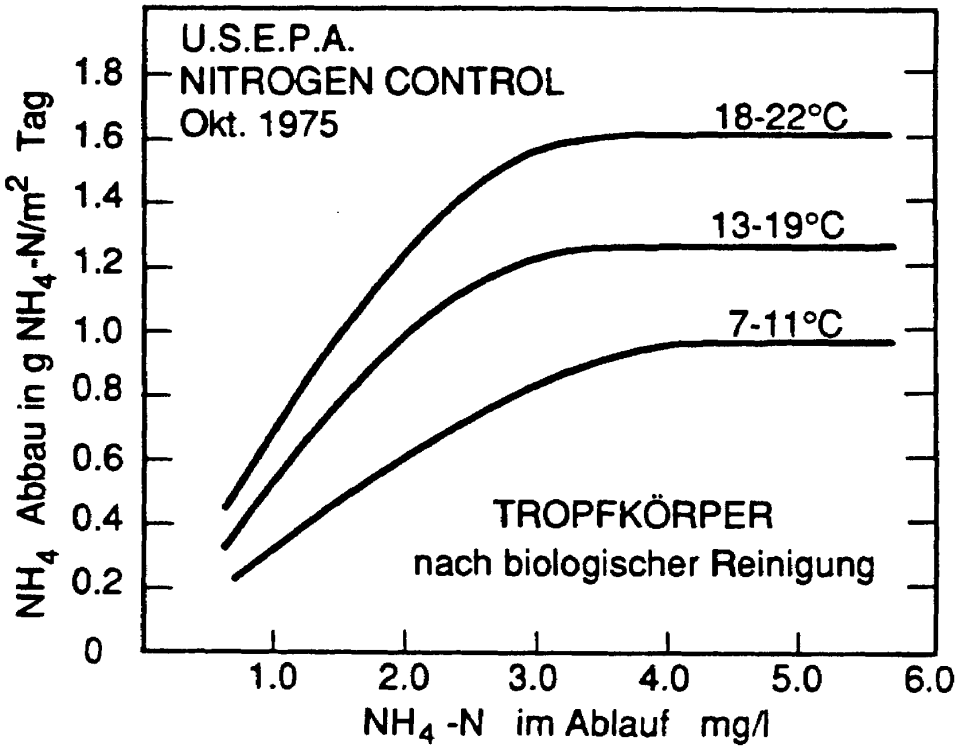


Abbildung 11: Nitrifikationsleistung von Tropfkörpern nach biologischer Reinigung, d.h. nach C-Abbau (U.S.EPA, 1975; aus Gujer, 1991)

In Tabelle 6 sind für Biofilmverfahren ohne integrierte Feststoffabtrennung, als zweite biologische Stufe, Bemessungswerte für eine gesicherte Einhaltung der Anforderungen der 1. AEV hinsichtlich Nitrifikation angegeben. Die Angaben erfolgten für Tropfkörper nach U.S.EPA (1975) bzw. Gujer (1991), für Tauchkörper nach eigenen Erfahrungen (IWAG, 1998) und für getauchte Festbetten auf der Basis von Betriebsergebnissen, die im entsprechenden ATV-Arbeitsbericht (ATV, 1996) veröffentlicht wurden. Die Angaben mit T = 8 °C gelten nach der 1. AEV für Anlagen mit einer Ausbaugröße > 5.000 EW, die mit T = 12 °C für Anlagen ≤ 5.000 EW. Die zu nitrifizierende Stickstofffracht entspricht näherungsweise der NH_4-N-Fracht im Ablauf der ersten biologischen Stufe. Falls es dazu keine näheren Angaben gibt, kann von einem Wert von 9 g N/EW/d (auf der Basis von 60 g BSB_5/EW/d im Zulauf zur Anlage) ausgegangen werden.

Tabelle 6: Bemessungswerte für eine Nitrifikationsstufe nach Kohlenstoffabbau zur Einhaltung der Anforderungen der 1. AEV

Verfahren	NH_4-N-Flächenbelastung [g N/m²/d]	
	T = 8 °C	T = 12 °C
Tropfkörper	0,8	1,0
Tauchkörper	1,0	1,2
Getauchte Festbetten	1,0	1,2

Aus den Werten in Tabelle 6 ergibt sich mit 9 g N/EW/d im Zulauf zur Nitrifikationsstufe bei 8 °C für Tropfkörper ein Flächenbedarf von 11 m²/EW, für Tauchkörper und getauchte Festbetten von 9 m²/EW. Beträgt die Bemessungstemperatur 12 °C, so errechnet sich für Tropfkörper der Flächenbedarf zu 9 m²/EW und für Tauchkörper und getauchte Festbetten zu 7,5 m²/EW. Zu beachten ist, daß die genannten Bemessungswerte für Tauchkörper und getauchte Festbetten nur dann gelten, wenn eine ausreichende Sauerstoffversorgung sichergestellt ist. Der Sauerstoffgehalt in der Tauchkörperwanne bzw. im Becken, in dem die getauchten Festbetten angeordnet sind, sollte im Bemessungsfall zumindest 5 bis 6 mg/l betragen. Weiters sollten getauchte Festbetten mit flächigen Belüfterelementen ausgestattet sein, da bei stark vertikal ausgerichteten Füllkörpern mit keiner Einmischung der Luftblasen in Querrichtung gerechnet werden kann.

Um bei Tauchkörpern auch bei Stoßbelastungen, bzw. auch nach Phasen mit schwächerer Belastung, eine vollständige Nitrifikation sicherzustellen, ist es sinnvoll, diese mit Fließumkehr zu betreiben. Dabei wird alle 1 bis 2 Wochen die Fließrichtung gewechselt, d.h. der Tauchkörper wird danach von der Ablaufseite her beschickt. Dadurch wird eine gleichmäßigere Besiedlung mit nitrifizierenden Bakterien sichergestellt und somit das Durchschlagen von Ammoniumspitzen verhindert (Boller *et al.*, 1987; Gujer, 1991). Demgegenüber können Tropfkörper systembedingt nur von oben nach unten durchflossen werden, wodurch die Nitrifikantenpopulation in Fließrichtung abnimmt und folglich bei Ammonium-Stoßbelastungen, ebenso wie nach längeren Phasen mit schwacher Stickstoffbelastung, mit erhöhten NH_4-N-Ablaufwerten zu rechnen ist. Abhilfe kann hier nur geschaffen werden, wenn mindestens 2 Tropfkörper

für die Nitrifikation nach C-Abbau zur Verfügung stehen, indem diese seriell betrieben werden und die Reihenfolge zyklisch gewechselt wird.

Bei Biofiltern können die optimalen Betriebsparameter und die entsprechenden Umsatzraten von System zu System sehr unterschiedlich sein und sind im vollen Umfang nur dem jeweiligen Anbieter bekannt. Als Abschätzung für eine Vorprojektierung eines Biofilters als zweite biologische Stufe zur Nitrifikation kann von maximalen Nitrifikationsraten von 0,5 bis 1,0 kg NH_4-N/m^3/d ausgegangen werden. Diese Werte stammen von Anlagen die längerfristig mit mittleren Belastungen zwischen 0,3 und 0,7 kg NH_4-N/m^3/d betrieben wurden (ATV, 1997). Je nach Anwendungsfall können sich entsprechende Abweichungen ergeben.

5.3 Biofilmverfahren zur Denitrifikation

In Deutschland wurden in einigen Fällen (alte) Tropfkörper nach Umbau, zumeist mit Einstau der Lufteintrittsöffnungen, für eine (vorgeschaltete) Denitrifikation herangezogen, worüber nun mehrjährige Betriebserfahrungen vorliegen (ATV, 1994 b; Dorias, 1996). Nach Angaben von Dorias (1996) kann abgeschätzt werden, daß bei brockengefüllten Tropfkörpern eine BSB_5-Flächenbelastung von etwa 4 bis 5 g BSB_5/m^2/d im Mittel nicht überschritten werden darf, um den in Österreich geforderten Stickstoffentfernungsgrad von 70 % zu erreichen. Dies entspricht einem Bedarf an Bewuchsfläche von rund 9 m^2/EW. Der gleiche Flächenbedarf ergibt sich für einen Tropfkörper zur Nitrifikation nach Kohlenstoffentfernung bei T = 12 °C. Unter diesen Umständen erscheint es wirtschaftlicher, bei einem Kläranlagenausbau einen bestehenden Biofilmreaktor (Tropfkörper) zur nachgeschalteten Nitrifikation (nach C-Abbau) als zur vorgeschalteten Denitrifikation heranzuziehen. Dessenungeachtet sollte bei der Erweiterungsplanung an einer "alten" Tropfkörperanlage auf die Möglichkeit, die bestehenden Tropfkörper zur Denitrifikation heranzuziehen, bedacht genommen werden.

So wie Tropfkörper werden auch Tauchkörper und Biofilter als erste biologische Stufe für die Stickstoffentfernung (Denitrifikation) eingesetzt.

6 Folgerungen für den Einsatz von Biofilmverfahren unter Beachtung der Anforderungen der 1. AEV

6.1 Vorbemerkung

Biofilmverfahren kommen an zahlreichen Abwasserreinigungsanlagen *noch* (Tropfkörper, Tauchkörper) bzw. *neuerdings* (Biofilter) zum Einsatz. In der Fachliteratur sind jedoch nur wenig vergleichbare Angaben zum Betriebsverhalten von Biofilmanlagen zu finden. Es gibt auch nur wenig (öffentliche) Diskussion über allgemein gültige Regeln zur numerischen Erfassung des Verhaltens von Biofilmreaktoren. Lediglich für die Bemessung von Tauch- und Tropfkörperkörperanlagen existieren Angaben in einem anerkannten Regelblatt (ATV, 1989). Auch existiert für Biofilmverfahren kein so anerkanntes Simulationsmodell wie das "Activated Sludge Model No.1" (Henze *et al.*, 1987) für das Belebtschlammverfahren.

Die folgenden Ausführungen spiegeln daher in hohem Maße die persönliche Meinung der Autoren wider. Sie beruhen vornehmlich auf theoretischen Überlegungen und eigenen Erfahrungen mit dem praktischen Betrieb von Versuchs- und Großanlagen mit Biofilmreaktoren.

6.2 Generelle Schlußfolgerungen

- Einer der großen Nachteile von Biofilmverfahren gegenüber dem Belebungsverfahren besteht darin, daß **Biofilmreaktoren** gezielt **entweder** nur zur **Denitrifikation oder** nur zur **Nitrifikation** herangezogen werden können, während beim **Belebungsverfahren Nitrifikation und Denitrifikation** in der gleichen Stufe problemlos möglich und auch regelbar sind.

- Einstufige Biofilmverfahren können folglich nur für Abwasserreinigungsanlagen ≤ 5.000 EW, die nach der 1. AEV "nur" für Nitrifikation auszulegen sind, eingesetzt werden. Doch selbst wenn keine Stickstoffentfernung, sondern nur Nitrifikation gefordert ist, kann es wirtschaftlicher sein, ein zweistufiges Konzept zu wählen, wobei der

Biofilmreaktor als zweite Reinigungsstufe für den Ammoniumabbau vorgesehen wird. Dies ist damit zu begründen, daß der Bedarf an Bewuchsfläche für "reine Nitrifikation" (nach erfolgtem Kohlenstoffabbau) wesentlich geringer ist als bei einstufigem Betrieb mit Nitrifikation. Das Konzept eines zweistufigen Ausbaus sollte bei kleineren Anlagen, insbesondere bei der Adaptierung von Tropfkörper- und Tauchkörperanlagen für die Nitrifikation, überlegt werden.

- Bei zweistufigen biologischen Kläranlagen wird die Denitrifikation stets vornehmlich in der 1. Stufe, d.h. "vorgeschaltet", stattfinden, falls keine externen C-Quellen zur Anwendung kommen sollen. Wird als 1. Stufe ein Biofilmreaktor eingesetzt, so hat dieser demnach die Aufgabe der Denitrifikation zu übernehmen. Dazu werden zur Zeit verschiedene Biofilmverfahren (Tropfkörper, Biofilter, MBBR-Verfahren) herangezogen, wobei einige großtechnische Erfahrungen vorliegen. Ob diese Anwendung wirtschaftlich sein kann, ist im Einzelfall zu prüfen. Zumindest bei Tropfkörpern ist die generelle Wirtschaftlichkeit zu bezweifeln.

- Die Tatsache, daß bei Biofilmverfahren ein gezielter anoxisch-aerober Betrieb nicht in gleicher Weise möglich ist wie beim Belebungsverfahren, bewirkt im "vorgeschalteten", denitrifizierenden Biofilmreaktor stets entweder Kohlenstoff- oder Nitratlimitierung. Wird zuviel Sauerstoff in den anoxischen Reaktor eingetragen, so tritt Kohlenstofflimitierung auf und es wird Nitrat in den Ablauf des Denitrifikationsreaktors gelangen. Wird zuwenig Nitrat (und Sauerstoff) mit dem gereinigten Abwasser in die Denitrifikationsstufe rückgeführt, so tritt Nitratlimitierung auf und der Kohlenstoffabbau bleibt unvollständig. Zudem können nicht alle Kohlenstoffverbindungen, die im Abwasser enthalten sind, auf anoxischem Wege abgebaut werden. Somit gelangt in jedem Fall in nennenswertem Umfang abbaubarer CSB in den Zulauf zur Nitrifikationsstufe.

- Ist diese Nitrifikationsstufe ebenfalls als Biofilmreaktor ausgeführt, so bedeutet der gemeinsame Abbau über Oxidation von Kohlenstoffverbindungen und Ammonium eine nennenswerte Beeinträchtigung des Ammoniumabbaus (= Nitrifikation). Dabei ist vorerst durch den gleichzeitigen Kohlenstoffabbau ein wesentlich höherer Sauerstoffgehalt erforderlich, um eine hohe Nitrifikationsleistung zu erhalten und im weiteren besteht die Gefahr, daß bei andauernder erhöhter

Kohlenstoffbelastung der nitrifizierende Biofilm durch heterotrophe Biomasse "verdünnt" ("überwachsen") wird, bis letztlich die Nitrifikation verloren geht. Somit ist ein zweistufiges Verfahrenskonzept mit zwei Biofilmreaktoren (Denitrifikation im ersten und Nitrifikation im zweiten) im allgemeinen weder sinnvoll noch geeignet, um ausreichende und sichergestellte Nitrifikation und Stickstoffentfernung zu erzielen.

- Eine Ausnahme von dieser Regel könnten Biofilter darstellen, da hier durch häufiges Rückspülen und insbesondere durch die Scherkräfte, die bei der Reibung der Trägerelemente aneinander auftreten, ein Austrag des heterotrophen Bewuchses erfolgt, welcher ansonsten den nitrifizierenden Biofilm überwachsen würde (siehe Pkt. 4.7 bzw. Boller *et al.*, 1997). Ähnliches könnte für "Moving Bed Biofilm Reaktoren" gelten. Eine nennenswerte Beeinträchtigung der Nitrifikationsleistung durch die heterotrophe Aktivität wäre jedoch auch bei diesen Verfahren gegeben. Letztlich haben Wirtschaftlichkeitsüberlegungen darüber zu entscheiden, ob der Einsatz der hier genannten Verfahren in einem zweistufigen Konzept mit Biofilmreaktoren in beiden Stufen (Nitrifikation **und** Denitrifikation) sinnvoll ist.

- Die Kombination von Biofilm- und Belebtschlammverfahren im gleichen Reaktor macht aufgrund der äußerst unterschiedlichen Prozeßkinetik nur wenig Sinn. Während zum Beispiel im Belebtschlamm bei einer O_2-Konzentration von 2 mg/l die maximale Nitrifikationsleistung erreicht ist und höhere Konzentration somit unwirtschaftlich sind, ergibt sich bei Biofilmreaktoren, etwa beim Tauchkörper, erst jenseits von 5 mg O_2/l eine zufriedenstellende Nitrifikationsleistung. Somit wird bei einem solchen Verfahren entweder der Reinigungsprozeß im Biofilm äußerst uneffektiv sein, oder der Gesamtprozeß wegen des hohen Energiebedarfs unwirtschaftlich werden.

6.3 Überlegungen zum optimalen Einsatz von Biofilmverfahren bei Kläranlagen > 5.000 EW

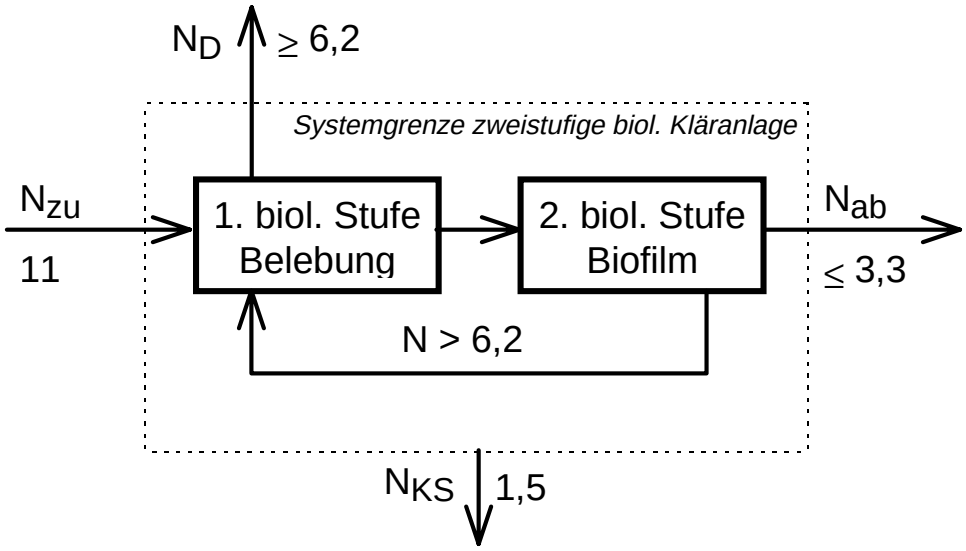
Zweifellos am effektivsten eingesetzt sind Biofilmverfahren, wenn diese für die Nitrifikation nach erfolgtem Kohlenstoffabbau, d.h. als reine Nitrifikationsstufe zum Einsatz kommen. Dabei kann sich ein leistungsfähiger, kompakter

nitrifizierender Biofilm einstellen, welcher zumeist eine "Dicke" von weniger als einem Millimeter aufweist. Zudem wird, wenn sich kein (nennenswerter) heterotropher (= kohlenstoffabbauender) Bewuchs ausbildet, mit niedrigerem Sauerstoffgehalt eine hohe Nitrifikationsleistung erreicht, was eine wesentliche Einsparung bei den Energiekosten bewirkt.

Die "vorgeschaltete" Denitrifikation mit weitestgehendem Abbau der Kohlenstoffverbindungen erfolgt am besten in einer Belebungsstufe. Das Belebungsbecken der 1. Stufe sollte zum Großteil anoxisch betrieben werden. Ein teilweiser aerober Betrieb ist jedoch notwendig, um die Oxidation der im anoxischen Milieu nicht abbaubaren Verbindungen zu ermöglichen. Nach von der Emde (1980) ist unter aeroben Bedingungen für einen weitgehenden Abbau der Kohlenstoffverbindungen ein Schlammalter von 4 Tagen erforderlich. Das Verhältnis "Nitratatmung" (OVD) zur Kohlenstoffatmung unter aeroben Bedingungen (OVC) beträgt etwa 0,7 (Matsché, 1980 a). Daraus ergibt sich, wenn man ein "aerobes Schlammalter" von 1 Tag ansetzt, ein "erforderliches Gesamtschlammalter" für einen weitgehenden Kohlenstoffabbau von rechnerisch 5,3 Tagen (= 1 + (4 - 1) / 0,7). Die weitere Bemessung einer solchen Belebungsstufe kann nach dem ATV-Arbeitsblatt A 131 erfolgen, da die darin enthaltenen Formeln an Belebungsanlagen in diesem Schlammalterbereich entwickelt wurden. Dabei sollte für die Überschußschlammproduktion das "vergleichbare" aerobe Schlammalter von 4 Tagen eingesetzt werden. Eine solche, weitgehend anoxische Belebung kann entweder mit vorgeschalteter Denitrifikation oder auch mit intermittierender Belüftung betrieben werden, wobei ein weitestgehender Nitrat- und Kohlenstoffabbau bei geeigneter Steuerung (bzw. Regelung) problemlos möglich sein sollte, falls die Anlage ohne Vorklärung oder mit verkürzter Vorklärzeit (= "Grobentschlammung") betrieben wird. Eine Abschätzung hinsichtlich der Denitrifikationsleistung ergab, daß bei Anlagen mit konventioneller Vorklärung (Durchflußzeit > 1,5 h), die eine spezifische Stickstofffracht im Zulauf von größer 10 g/EW/d bezogen auf die organische Belastung aufweisen, die Vorklärung verkleinert bzw. außer Betrieb gesetzt werden müßte, um den geforderten Stickstoffentfernungsgrad von 70 % mit Sicherheit zu erreichen. Dies gilt übrigens in gleicher Weise für einstufige Belebungsanlagen.

Da die 2. Stufe, der Biofilmreaktor, bei diesem Verfahrenskonzept als reine Nitrifikationsstufe betrieben werden soll, hat die Denitrifikation zur Gänze in

der 1. Stufe, der Belebung, zu erfolgen. Die Stickstoffbilanz einer solchen Anlage ist beispielhaft für eine spezifische Zulauffracht von 11 g N/EW/d in Abbildung 12 dargestellt.



N_{zu} .....Stickstofffracht im Zulauf (g/EW/d)
N_{ab} .....Stickstofffracht im Ablauf (g/EW/d)
N_{KS}.....Stickstofffracht im zu entsorgenden Klärschlamm einschließlich Stickstoffverluste im Bereich der Schlammbehandlung (g/EW/d)
N_D .....zu denitrifizierende Stickstofffracht (g/EW/d)

Abbildung 12: Stickstoffbilanz einer zweistufigen biologischen Kläranlage mit Stickstoffentfernung und weitgehender Schlammstabilisierung - mit Belebung als 1. Stufe und Biofilmreaktor als 2. Stufe

Wie aus Abbildung 12 ersichtlich, sind, um einen Stickstoffentfernungsgrad von größer 70 % zu erreichen, im Mittel mindestens 200 % des gereinigten Abwassers bezogen auf die Zulaufmenge in die Belebungsstufe zurückzuführen. Dies sollte bei einer gut funktionierenden Zwischenklärung auch rechnerisch problemlos möglich sein, wenn man bedenkt, daß der maximale Regenwetterzufluß projektsgemäß häufig bis zum 10-fachen (Fenz und Nowak, 1998), zumindest jedoch das 4-fache des tatsächlichen mittleren Trockenwetterzuflusses beträgt.

Der größte Nachteil von Belebungsverfahren gegenüber Biofilmverfahren liegt in der Nachklärung. Auch bei dem hier dargestellten Verfahrenskonzept ist der Schwachpunkt die Zwischenklärung (= Nachklärung der 1. Stufe). In jedem Fall ist es erforderlich den Schwebstoffabtrieb aus der Zwischenklärung äußerst gering zu halten, um die Leistungsfähigkeit der Nitrifikationsstufe möglichst wenig zu beeinträchtigen. Bei aeroben Belebungsanlagen besteht die größte Blähschlammgefahr gerade bei 4 Tagen Schlammalter (Matsché, 1980 b). Ob dies in gleicher Weise für eine vorwiegend anoxische Belebung gilt, ist allerdings nicht bekannt. Hier könnte durch die Anordnung eines anoxischen Selektors Abhilfe geschaffen werden (Prendl, 1998). Generell gibt es fast keine großtechnischen Erfahrungen hinsichtlich der Schlammeigenschaften bei einer Belebungsanlage mit einem Verhältnis des anoxischen zum Gesamtvolumen des Belebungsbeckens von rund 80 %. Schwachlastanlagen werden häufig mit einem sehr hohen Anteil an anoxischem und anaerobem Volumen betrieben, wobei im allgemeinen keine negativen Schlammeigenschaften beobachtet werden. Nur sind diese Beobachtungen nicht direkt auf höher belastete Anlagen übertragbar.

In Deutschland wurden vorgeschaltete Belebungsstufen in mehreren Fällen vor bestehenden Tropfkörpern angeordnet. Diese werden jedoch häufig rein anoxisch betrieben, weswegen kein weitgehender Kohlenstoffabbau erfolgt. Somit wird dem nachgeschalteten Tropfkörper neben der Aufgabe der Nitrifikation auch die des weiteren Kohlenstoffabbaus übertragen, was zu einer nennenswerten Verminderung der Nitrifikationsleistung führt. Eines der wenigen aus der Literatur bekannten Beispiele für ein solches Verfahrenskonzept wurde bereits im Jahre 1988 vorgestellt (Zander, 1988). Durch den rein anoxischen Betrieb der vorgeschalteten Belebung besteht auch die Gefahr einer "negativen Rückkopplung": Verschlechtert sich die Nitrifikation, wird weniger Nitrat in die 1. Stufe rückgeführt, womit der C-Abbau vermindert wird, was zu einer weiteren Verschlechterung der Nitrifikation im Biofilmreaktor führt.

Weiters ist darauf zu achten, daß in der vorgeschalteten Belebung während der Sommermonate (bei höheren Temperaturen) keine weitgehende Nitrifikation stattfindet. Dieses kann einerseits durch eine Verminderung der aeroben Zonen und andererseits durch eine Verringerung des Feststoffgehalts bewirkt werden. Würde in der ersten Stufe die durchschnittliche Fracht an oxidierbarem

Stickstoff weitgehend nitrifiziert werden, so stünde für die nitrifizierende Biomasse in der 2. Stufe nur mehr wenig Substrat zur Verfügung, was zu einem nennenswerten Rückgang ("Zerfall") der Nitrifikantenpopulation führen würde. Beim Auftreten einer erhöhten Stickstofffracht würde plötzlich wieder eine erhebliche Ammoniumfracht in den Zulauf zur 2. Stufe gelangen, wo nun zu wenige Nitrifikanten vorhanden sind, um diese vollständig nitrifizieren zu können.

Auch wenn bei einem solchen Verfahrenskonzept für die Nitrifikationsstufe ein Biofilmreaktor ohne integrierte Feststoffabtrennung (Tauchkörper, getauchtes Festbett etc.) gewählt wird, besteht unseres Erachtens bei weitgehendem Kohlenstoffabbau in der 1. Stufe und zufriedenstellender Zwischenklärung kein Erfordernis einer Nachklärung oder sonstigen Feststoffabtrennung nach der zweiten Stufe. Die Biomasseproduktion am Biofilmreaktor aus Nitrifikation und Abbau von schwer abbaubaren Kohlenstoffverbindungen ist in jedem Fall sehr gering. Die meisten Feststoffe würden noch aus dem Ablauf der Zwischenklärung herrühren. Sofern diese organischen Ursprungs sind, würden sie am Biofilmreaktor weiter abgebaut werden. Weiters würden durch die Rückführung von gereinigtem Abwasser in den Zulauf zur 1. Stufe zumindest 2/3 der anfallenden Feststoffe im System gehalten werden.

Dieses Konzept könnte unseres Erachtens zur Anwendung kommen, einerseits

- bei der Erweiterung einer Belebungsanlage mit ausreichend großer, gut funktionierender Nachklärung auf Nitrifikation und Stickstoffentfernung, indem die bestehende Anlage um den Biofilmreaktor erweitert wird, und andererseits
- beim Ausbau einer Anlage nach einem Biofilmverfahren (zumeist Tropfkörper, ggf. auch Tauchkörper), indem diese um eine Belebungsstufe erweitert wird.

Abschließend ist in Abbildung 13 das Verfahrensschema einer solchen zweistufigen Abwasserreinigungsanlage mit Belebung als 1. Stufe und Biofilmreaktor als 2. Stufe dargestellt.

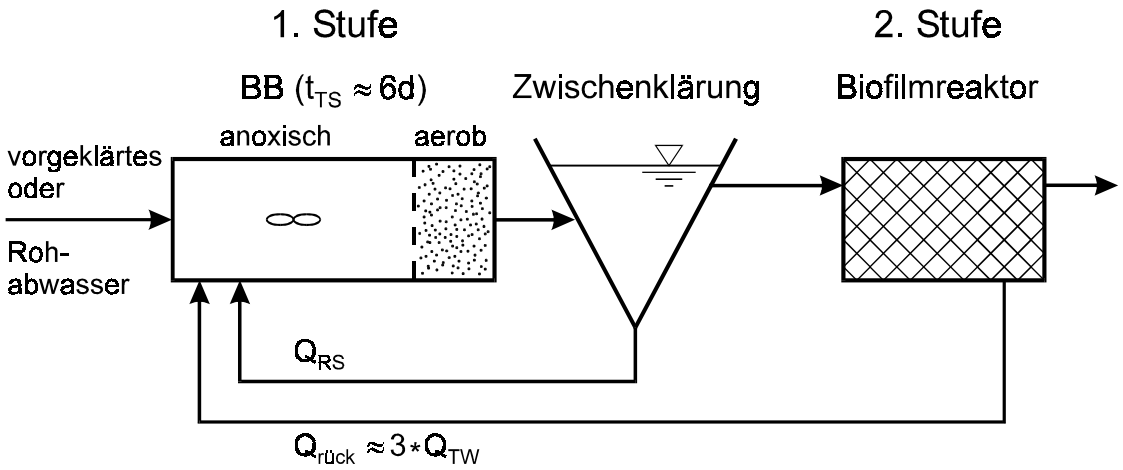


Abbildung 13: Verfahrensschema einer zweistufigen biologischen Kläranlage mit Stickstoffentfernung - Belebung als 1. Stufe und Biofilmreaktor als 2. Stufe

6.4 Folgerungen zur Wahl des Biofilmverfahrens als Nitrifikationsstufe nach erfolgtem Kohlenstoffabbau

Grundsätzlich können alle hier beschriebenen Biofilmverfahren für eine Nitrifikationsstufe nach weitgehendem Kohlenstoffabbau eingesetzt werden. Bei der Wahl des Biofilmverfahrens sind allerdings mehrere Einflußfaktoren zu berücksichtigen, die bei den verschiedenen Verfahren unterschiedliche Auswirkungen nach sich ziehen (Tab. 7). Letztlich ist die Entscheidung für ein bestimmtes Verfahren aufgrund von Überlegungen zur Wirtschaftlichkeit und zur Betriebssicherheit zu treffen.

Tabelle 7: Einflußfaktoren bei der Wahl eines Biofilmverfahrens als Nitrifikationsstufe nach erfolgtem Kohlenstoffabbau

	Tropf-körper	**Tauch-körper**	**Getauchte Festbetten**	**Schwebe-betten**[1)]	**Bio-filter**
Empfindlichkeit gegenüber zusätzlichem C-Abbau	☹	☹	☹	☹😐	😐
Empfindlichkeit gegenüber Mangel an Alkalität	☺	☺	☹😐	☹😐	☹😐
Empfindlichkeit gegenüber Ammoniumstoßbelastungen	☹	☹😐	😐	😐	😐
Regelbarkeit der Sauerstoffzufuhr	☹	☹😐	☺	☺	☺😐

1) z.B. “Moving Bed Biofilm Reactor”

Zu Tabelle 7 sind folgende Anmerkungen zu machen:

- *Empfindlichkeit gegenüber zusätzlichem C-Abbau:* Grundsätzlich sind nitrifizierende Biofilme hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit äußerst "empfindlich" gegenüber heterotropher Aktivität. Nitrifizierende Biofilter dürften im Vergleich zu anderen Verfahren (Tropfkörper, Tauchkörper, getauchte Festbetten) toleranter gegenüber Kohlenstoffbelastung sein, auch wenn sie dann nicht mehr im optimalen Betriebsbereich arbeiten. Ähnliches könnte für Schwebebettverfahren gelten.
- *Empfindlichkeit gegenüber Mangel an Alkalität:* Für die Nitrifikation ist es wichtig, daß der pH-Wert, dort wo dieser Prozeß stattfinden kann, also im Inneren des Biofilms, ausreichend hoch gehalten wird. Dabei weisen Tropfkörper und Tauchkörper aufgrund des guten CO_2-Austrags (Gasaustausch zur Atmosphäre) eine hohe Toleranz gegenüber einem Mangel an Alkalität auf. Bei den anderen Biofilmverfahren nehmen die Beeinträchtigungen durch fehlende Alkalität mit größerer Wassertiefe und besserer Sauerstoffausnutzung zu.
- *Empfindlichkeit gegenüber Ammoniumstoßbelastungen:* In Hinblick auf die Gleichmäßigkeit des Bewuchses werden die Auswirkungen von Ammoniumstoßbelastungen bei Tropfkörpern vergleichsweise am größten sein, da dieser nur in einer Richtung (von oben nach unten) beschickt wird. Dies gilt im Grunde auch für Tauchkörper, falls kein Betrieb mit Fließumkehr vorgesehen ist. In Hinblick auf den Konzentrationsausgleich weisen Tauchkörper, getauchte Festbetten und Schwebebetten Vorteile auf, weil bei diesen Verfahren das Wasservolumen im Reaktor größer ist als bei Tropfkörper und Biofilter, allerdings immer noch um vieles geringer als bei einem Belebungsbecken.
- *Regelbarkeit der Sauerstoffzufuhr:* Beim Tropfkörperverfahren kann die Sauerstoffzufuhr nicht geregelt werden. Getauchte Festbetten, Schwebebetten und Biofilter sind mit Druckbelüftung ausgestattet, womit die Regelbarkeit der Sauerstoffversorgung grundsätzlich gegeben ist. Bei Biofiltern gestaltet sich die Regelung insofern etwas schwierig, als der Sauerstoffgehalt nicht direkt an dem Ort gemessen werden kann, an dem der Sauerstoffverbrauch auftritt (siehe Pkt. 3.4.3). Bei Tauchkörpern ist werksseitig zumeist keine Regelung der Sauerstoffzufuhr über die Rotationsenergie vorgesehen. Hier besteht allerdings die Möglichkeit, den Antrieb des Tauchkörpers mit einem Frequenzumformer nachzurüsten, wofür es bereits Beispiele gibt. Danach wird eine Regelung z.B. über den Abwasserzufluß möglich. Eine Regelung der Sauerstoffzufuhr erscheint auch dringend geboten, da, wie sich gezeigt hat, der Energiebedarf für die biologische Stufe in der gleichen Größenordnung liegt wie beim Belebungsverfahren, wenn der Tauchkörper ständig auf der höchsten Geschwindigkeitsstufe betrieben wird, was erforderlich ist, um Belastungsspitzen abzudecken (IWAG, 1998).

7 Zusammenfassung

Da es mit Biofilmreaktoren nicht möglich ist, gleichzeitig vollständige Nitrifikation und weitgehende Stickstoffentfernung zu erreichen, sind diese heute für einen einstufigen Betrieb bei Abwasserreinigungsanlagen mit mehr als 5.000 EW nicht mehr geeignet.

Die grundlegenden Zusammenhänge der Biofilmkinetik sind heute bekannt. Daraus können Schlußfolgerungen hinsichtlich eines vorteilhaften Einsatzes von Biofilmreaktoren sowie der dabei zu beachtenden Randbedingungen gezogen werden. Über das Betriebsverhalten der "älteren" Biofilmverfahren Tropfkörper und Tauchkörper gibt es dank tiefgreifender Untersuchungen mit praktischem Bezug ausreichende Erkenntnisse. Biofilter sind im Vergleich dazu noch relativ wenig untersucht. Dies dürfte unter anderem daran liegen, daß diese erst seit relativ kurzer Zeit wieder zu Einsatz kommen. Bei Biofiltern können aufgrund der wenigen vorliegenden relevanten Forschungsergebnisse nur in geringem Maße Rückschlüsse auf das Betriebsverhalten gezogen werden. Generell kann für Biofilmreaktoren, egal welcher Art, die Aussage getroffen werden, daß sie dann optimal eingesetzt sind, wenn sie als reine Nitrifikationsstufe nach erfolgtem Kohlenstoffabbau zur Anwendung kommen.

Durch der Novellierung der Emissionsverordnung für kommunale Abwasserreinigungsanlagen ist es wieder möglich geworden, mit zweistufigen biologischen Verfahren die Anforderungen nicht nur hinsichtlich Nitrifikation sondern auch in bezug auf die Stickstoffentfernung einzuhalten. Dabei ist darauf zu achten, daß der zweistufige Ausbau in einer Weise erfolgt, die eine spätere Anpassung an höhere Anforderungen an die Stickstoffentfernung nicht unmöglich macht.

Für ein zweistufiges Verfahrenskonzept erscheinen am besten geeignet, einerseits

- zweistufige Belebungsverfahren mit unterschiedlichen Konzeptionen zur Sicherstellung von Nitrifikation und Denitrifikation und andererseits
- Verfahrenskombinationen Belebung als 1. Stufe - Biofilmreaktor als 2. Stufe, wobei die Denitrifikation in der vorgeschalteten Belebungsstufe erfolgt und die Nitrifikation im nachgeschalteten Biofilmreaktor.

8 Literatur

Andreottola, G., Bonomo, L., Poggiali, L., Zaffaroni, C. (1994) A methodology for the estimation of unit nutrient and organic loads from domestic and non-domestic sources. *Europ. Wat. Pollut. Control, 4 (6)*, 13-19

ATV (1989) Arbeitsblatt A 135: Grundsätze für die Bemessung von Tropfkörpern und Tauchkörpern mit Anschlußwerten über 500 Einwohnergleichwerten. 2. Auflage. Abwassertechnische Vereinigung e.V., St.Augustin, Deutschland

ATV (1991) Arbeitsblatt A 131: Bemessung und Betrieb von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnergleichwerten. Abwassertechnische Vereinigung e.V., St.Augustin, Deutschland.

ATV (1994 a) Umgestaltung zweistufig biologischer Kläranlagen zur Stickstoffelimination. Arbeitsbericht des ATV-Fachausschusses 2.6. *Korrespondenz Abwasser 41 (1)*, 95 - 100

ATV (1994 b) Denitrifikation bei Tropfkörperanlagen. Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 2.6.3. *Korrespondenz Abwasser 41 (11)*, 2077 - 2081

ATV (1996) Anlagen mit getauchten Festbetten. Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 2.6.3. *Korrespondenz Abwasser 43 (11)*, 2013 - 2023

ATV (1997) ATV - Handbuch. Biologische und weitergehende Abwasserreinigung. Verlag Ernst und Sohn, 4. Auflage, ISBN 3-433-01462-0

Boller, M., Eugster, J., Weber, A., Gujer, W. (1987) Nitrifikation in nachgeschalteten rotierenden Tauchkörpern. Bericht über 2 Jahre Pilotuntersuchungen. EAWAG, Dübendorf, Schweiz

Boller, M., Gujer, W. (1986) Nitrification in tertiary trickling filters followed by deep-bed filters. *Wat. Res. 20*, 1363 - 1373

Boller, M., Tschui, M., Gujer, W. (1997) Effects of transient nutrient concentrations in tertiary biofilm reactors. *Wat. Sci. Tech. 36 (1)*, 101 - 109

Cecen F., Gönenç I.E. (1994) Nitrogen removal characteristics of nitrification and denitrification filters. *Wat. Sci. Tech. 29 (10/11)*, 409 - 416

Dorias, B. (1996) Bemessung der gezielten Denitrifikation im abgedeckten Tropfkörper. *Korrespondenz Abwasser 43 (7)*, 1237 - 1244

Fenz, R., Nowak, O. (1998) Wechselwirkung zwischen Kanal, Kläranlage und Gewässer bei Regenwetter. *Wiener Mitteilungen - Band 145*, 1 - 44

Gönenç I.E., Harremoës P. (1985) Nitrification in rotating disc systems. - I. Criteria for transition from oxygen to ammonia rate limitation. *Wat. Res. 19*, 1119 - 1127

Gujer, W. (1977) Design of a nitrifying activated sludge process with the aid of dynamic simulation. *Prog. Wat. Tech. 9*, 323 - 336

Gujer, W. (1988) Rückläufe aus der Schlammbehandlung. 20. VSA - Fortbildungskurs, 6. - 8.1.1988, Engelberg, Schweiz

Gujer, W. (1991) Biologische Abwasserreinigung. Vorlesungsskriptum.

Gujer, W., Boller, M. (1986) Design of nitrifying tertiary trickling filters based on theoretical concepts. *Wat. Res. 20*, 1353 - 1362

Gujer, W., Boller, M. (1990) A mathematical model for rotating biological contactors. *Wat. Sci. Tech. 22 (1/2)*, 53 - 73

Harremoës P. (1978) Biofilm kinetics. *Chapter 4 in "Water Pollution Microbiology", Vol. 2* (ed. R. Mitchell), John Wiley & Sons, New York, 71 - 109

Harremoës, P. (1982) Criteria for nitrification in fixed film reactors. *Wat. Sci. Tech. 14 (1/2)* 167 - 187

Henze, M., Grady, C.P.L., Gujer, W., Marais, G.v.R., Matsuo, T. (1987) Activated sludge model No.1. Scientific and Technical Report No. 1, IAWPRC, London, England.

Henze, M., Harremoës, P., Jansen, J.l.C., Arvin, E. (1995) Wastewater treatment. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, ISBN 3-540-58816-7

Huber L., Metzner G. (1989) Der Einfluß gewerblicher und industrieller Abwässer auf die Stickstoffbilanz der Kläranlage einer Großstadt. *Münchner Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flußbiologie, Band 43*, 459 - 477

IWAG - Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU Wien (1998) Adaptierung von oberösterreichischen Tauchkörperanlagen in Hinblick auf die Anforderungen durch die 1. AEV für kommunales Abwasser. Bericht über ein Forschungsprojekt im Auftrag der OÖ Landesregierung, Unterabteilung Gewässerschutz. [in Ausarbeitung; unveröffentlicht]

Keil, S., Nowak, O. (1992) Kläranlage Wolfgangsee-Ischl. *Wiener Mitteilungen - Band 100*, D 1 - D 40

Kroiss, H. (1995) Überlegungen zum Vergleich verschiedener Verfahren und Konzepte der Abwasserreinigung. *Wiener Mitteilungen - Band 117*, B 1 - B 30

Matsché, N. (1980 a) Nitrifikation und Denitrifikation mit dem Belebungsverfahren. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", Wien, 1980, D 1 - D 26

Matsché, N. (1980 b) Probleme der Schlammbeschaffenheit (Blähschlamm). Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", Wien, 1980, M 1 - M 26

Matsché, N., Prendl, L., Guan, L. (1992) Erweiterung der Kläranlage Admont/Hall. *Wiener Mitteilungen - Band 100*, F 1 - F 26

Nowak, O. (1993) Der Einfluß der Klärschlammbehandlung und -entsorgung auf das Verfahrenskonzept der Kläranlage. *Wiener Mitteilungen - Band 110*, G 1 - G 55

Nowak, O. (1995 a) Nährstoff- und Schwermetallfrachten im Klärschlamm. *Wiener Mitteilungen - Band 125*, J 1 - J 54

Nowak, O. (1995 b) Klärschlamm: Anfall und Zusammensetzung. *Wiener Mitteilungen - Band 126*, 130 - 176

Nowak, O. (1996) Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgegebendem Industrieabwassereinfluß. Dissertationsschrift. *Wiener Mitteilungen - Band 135*.

Nowak, O. (1997) Ziele, Vorbedingungen und Grenzen der Anwendung der dynamischen Simulation. *Wiener Mitteilungen - Band 137*, 35 - 82

Nowak, O. (1998) Stickstoffentfernung und gleichzeitige aerobe Stabilisierung bei schwachbelasteten Belebungsanlagen. *Wiener Mitteilungen - Band 145*, 261 - 291

Nowak, O., Svardal, K. (1990) Nitrifikation und Denitrifikation. *Wiener Mitteilungen - Band 81*, 2. Auflage, G 1 - G 55

Ødegaard, H., Rusten, B. (1995) Das "Moving Bed Biofilm"-Verfahren. *Wiener Mitteilungen - Band 117*, G 1 - G 12

Pochana, K., Keller, J. (1997) Study of the factors affecting simultaneous nitrification and denitrification (SND). *Proc. of the BNR3 (Biological Nutrient Removal) Conference in Brisbane, Australia, 30.11. - 4.12.97*, 471 - 477

Prendl, L. (1998) Aspekte der Gestaltung von Belebungsbecken. *Wiener Mitteilungen - Band 145*, 179 - 203

Rostek, R. (1995) Kläranlagen mit saisonal stark unterschiedlicher Belastung. *Wiener Mitteilungen - Band 125*, I 1 - I 22

Schweighofer, P. (1994) Möglichkeiten der Plausibilitätsprüfung von Meßdaten. *Wiener Mitteilungen - Band 116*, G 1 - G 41

Szwerinski H., Arvin E., Harremoës P. (1986) pH-decrease in nitrifying biofilms. *Wat. Res. 20*, 971-976

Tschui, M. (1994) Submerse Festbettreaktoren. Skriptum der EAWAG (Dübendorf) für den Studiengang Umwelt- und Kulturingenieure an der ETH Zürich, Vertieferblock WS 94/95 [unveröffentlicht]

Tschui, M., Boller, M., Gujer, W., Eugster, J., Mäder, C., Stengel, C. (1994) Tertiary nitrification in aerated pilot biofilters. *Wat. Sci. Tech. 29 (10/11)*, 53 - 60

U.S.EPA (Environmental Protection Agency) (1975) Process Design Manual for Nitrogen Control. Oct. 1975

Von der Emde, W. (1980) Berechnung von Rücklaufschlammverhältnis, Überschußschlammanfall und Schlammalter. Fortbildungskurs "Biologische Abwasserreinigung", Wien, 25.2. - 29.2.1980, P 1 - P 9

Von der Emde, W. (1990) Betriebsweisen von Belebungsanlagen. *Wiener Mitteilungen - Band 81*, 2. Auflage, I 1 - I 33

Wanner, O., Gujer, W. (1985) Competition in biofilms. *Wat. Sci. Tech. 17 (2/3)*, 27 - 44

Zander, St. (1988) Ausbau der Tropfkörperanlage Spenge (anoxische Belebungsanlage als 1. Stufe, Tropfkörper als 2. Stufe). *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft - Band 103*, 103 - 110

Dipl.Ing. Dr. Otto Nowak Tel.: +43/1/58801 - 3143
Dipl.Ing. Dr. Peter Schweighofer Tel.: +43/1/58801 - 3146
Dipl.Ing. Brigitte Nikolavcic Tel.: +43/1/58801 - 3142
Fax: +43/1/504 21 57

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft E-Mail: onowak@wgnt.iwag.tuwien.ac.at
Technische Universität Wien E-Mail: schweigh@wgnt.iwag.tuwien.ac.at
A-1040 Wien, Karlsplatz 13/226 E-Mail: bnikolav@wgnt.iwag.tuwien.ac.at

Wiener Mitteilungen (1998) Band 145, 467 - 489
Copyright © 1998 Institut für Wassergüte / TU-Wien

Chemikalieneinsatz bei der biologischen Abwasserreinigung

H. Kroiss

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

1 Einleitung

Als im vorigen Jahrhundert die Kanalsysteme in den großen Städten errichtet wurden, traten in der Folge massive Gewässerschutzprobleme auf. Besonders gravierend muß dieses Problem in London gewesen sein, weil dort die Themse zufolge der Gezeiten immer wieder fast zum Stehen kommt. Als Abhilfe gefordert wurde, waren es die Chemiker, die überzeugt waren, daß mit dem Einsatz von Chemikalien das Problem leicht beherrschbar wäre. Die Anwendung der Kalkfällung brachte zwar eine deutliche Reduktion des BSB_5 durch eine weitgehende Entfernung der Feststoffe, aber einerseits blieben die gelösten, leicht abbaubaren Stoffe im Abwasser und andererseits scheiterte man an dem Problem der Schlammentsorgung. Jedenfalls haben sich dann die biologischen Verfahren, zuerst der Tropfkörper bzw. die Abwasserverrieselung und später das Belebungsverfahren durchgesetzt. Geblieben aus dieser Zeit ist bei vielen Abwassertechniken eine tief sitzende Abneigung gegen den Einsatz von Chemikalien, die durch die Forderung nach Phosphorentfernung etwas aufgeweicht wurde. Die chemische Fällung des Phosphors ist heute eine unbestrittene Methode der Abwasserreinigung auch wenn die Freude der Biologiefans groß war, als man die biologische P-Entfernung entdeckte. Heute kennt man auch ihre Grenzen.

Wir stehen heute in Österreich und weiten Teilen Mitteleuropas vor der Tatsache, daß der größte Teil des Abwassers bereits in biologischen Abwasserreinigungsanlagen behandelt wird, allenfalls „fehlen“ noch viele kleine und kleinste Anlagen. Damit tritt der Neubau von Anlagen bei uns in den Hintergrund, die Anpassung bestehender Anlagen an den „Stand der Technik“, also bessere und stabilere Reinigungsleistungen treten in den Vordergrund. Es gibt nun viele Kläranlagen, deren Reinigungsleistung zu Zeiten höherer Temperatur oder gewissen Belastungszuständen, dem Stand der Technik entsprechen, aber bei niedrigen Temperaturen oder auch Belastungsspitzen (Fremdenverkehr, Weinproduktion) diese Anforderungen nicht erfüllen können. In solchen Zeiten muß man sich damit beschäftigen, ob nicht durch den Einsatz von Chemikalien, also Betriebsmitteln eine kostengünstigere Lösung für die Anpassung an den Stand der Technik erzielt werden kann, als durch eine bauliche Erweiterung, oder ob eine Kombination von baulichen und betrieblichen Maßnahmen die beste Lösung darstellt.

Nachdem der Chemikalieneinsatz auf Kläranlagen, wenn erfolgreich, ein sehr interessanter Markt ist, wird der Kläranlagenbetreiber vermehrt als potentieller Kunde umworben und steht vor dem Problem, wie er zu einer richtigen Entscheidung für oder gegen den Einsatz von solchen Industrieprodukten kommt. Das Ziel des folgenden Beitrages ist es, dazu einige Anleitungen zu geben und an Hand von Beispielen zu zeigen, was man auf Basis bekannter Zusammenhänge voraussagen und wie das Ergebnis adäquater Versuche und Berechnungen bewertet werden kann.

2 Zwecke des Einsatzes von Chemikalien

2.1 Allgemeines

Als Chemikalien werden in der Folge alle Handelsprodukte bezeichnet, die am Markt erhältlich sind und gewisse, nachprüfbare Inhaltsstoffe aufweisen. Produkte deren Inhalt nicht bekannt ist, sollten auf Kläranlagen nie eingesetzt werden. Wegen der Vielzahl der Chemikalien, die am Markt erhältlich sind, kann hier keine Vollständigkeit der Zwecke und schon gar nicht der einsetzbaren Chemikalien erwartet werden.

In der folgenden Aufzählung wurde versucht, die drei wichtigsten Zwecke des Chemikalieneinsatzes aufzulisten, wobei in vielen Fällen angestrebt wird mehrere Zwecke zugleich zu erfüllen:

- Verbesserung der Reinigungsleistung
- Abhilfe bei akuten Betriebsschwierigkeiten
- Verringerung der Kosten

Die ersten zwei Ziele beziehen sich meist auf die Abhilfe bestehender Probleme auf Kläranlagen, sind also der Ausgangspunkt bei Überlegungen. Der letzte Punkt, nämlich die Verringerung der Kosten der Abwasserreinigung hat zwei Aspekte. Bei Anlagen, die die Anforderungen ihres Wasserrechtsbescheides einhalten, geht es primär um eine Verbesserung der Wirtschaftlichkeit. In diesem Fall muß man besonders darauf achten, daß die Zuordnung von Chemikalieneinsatz und Kosten eindeutig ist. Oft führt schon die intensive Beschäftigung mit dem Betrieb der Anlage durch einen Fachmann zu Kosteneinsparungen, die mit einem gleichzeitig durchgeführten Chemikalieneinsatz gar keinen ursächlichen Zusammenhang haben.

In allen Fällen, wo akute Probleme im Betrieb oder Planungsentscheidungen bei der Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik auftreten, geht es in der Regel um einen Kostenvergleich zwischen verschiedenen Lösungsmöglichkeiten. Bei akuten Betriebsproblemen spielt häufig die Schnelligkeit eine große Rolle, mit der ein Chemikalieneinsatz Wirkung und damit Abhilfe bringt. Wenn eine strafrechtliche Verfolgung zufolge von Grenzwertüberschreitungen im Ablauf der Kläranlage droht, tritt die Kostenfrage mitunter in den Hintergrund.

2.2 Verbesserung der Reinigungsleistung

In diesem Kapitel wird versucht, überwiegend regelmäßige Einsatzmöglichkeiten von Chemikalien zu charakterisieren. Unter regelmäßig ist gemeint, daß im Vorhinein und gezielt nach bestimmten Kriterien festgelegt wird, wann welche Chemikaliendosierung erfolgen soll. Sie wird damit ein Teil des „Normalbetriebes“. Im nächsten Kapitel werden dann überwiegend jene Einsätze behandelt, die als Reaktion auf unerwartete Betriebsprobleme erfolgen können. Dabei ist die Grenzziehung natürlich verschwommen, nur die Kosten-

Nutzen-Situation ist in der Praxis stark unterschiedlich zu sehen, insbesondere wenn akute Grenzwertüberschreitungen drohen oder bereits eingetroffen sind.

Die Reinigungsleistung biologischer Abwasserreinigungsanlagen hat zwei grundsätzlich unterschiedliche Aspekte:

- die Entfernung der Abwasserinhaltsstoffe im Belebungsbecken
- die Abscheidung von Feststoffen im Nachklärbecken

Nachdem die drei maßgebenden Abbauschritte Entfernung der Kohlenstoffverbindungen, Nitrifikation und Denitrifikation in engen Beziehungen zum Schlammalter und der Temperatur erfolgen, kann man versuchen, durch Chemikalieneinsatz ein höheres Schlammalter zu erreichen. Prinzipiell sind dazu zwei Möglichkeiten gegeben.

- Wenn das Volumen des Belebungsbeckens und die Abscheidemöglichkeit des Nachklärbeckens bereits voll ausgenutzt sind, kann man entweder den Schlammanfall vermindern, oder
- durch Verbesserung der Absetz- und Eindickeigenschaften (Schlammindex) versuchen, den zulässigen Feststoffgehalt im Belebungsbecken (TS_{BB}) zu erhöhen.

Ein regelmäßiger Chemikalieneinsatz kann vor allem im ersten Fall erfolgreich sein, während im zweiten Fall wegen der kaum exakt vorhersehbaren Schlammeigenschaften Chemikalien meist nur auf Blähschlammentwicklung reagierend eingesetzt werden.

Vorfällung

Der Schlammanfall wird fast ausschließlich durch den Feststoffgehalt und die Verunreinigung des Abwassers mit Kohlenstoffverbindungen bestimmt. Wenn eine Vorklärung vorhanden ist, kann der Abscheidegrad der Feststoffe durch den Einsatz von Fällungschemikalien (Kalk, Eisensalze, Aluminiumsalze) sowie Flockungsmittel wesentlich erhöht werden. Die Grenze liegt bei 70% BSB_5-Entfernung. Damit kann das Schlammalter im Belebungsbecken gegenüber dem Betrieb ohne Chemikalieneinsatz mehr als verdoppelt werden. Eine solche Maßnahme hat jedoch wichtige Folgen:

- Der Schlammanfall verlagert sich zum Vorklärschlamm und wird insgesamt deutlich größer (Fällungsprodukte)

- Wenn der Schlamm biologisch stabilisiert wird, entweder aerob oder anaerob, bleibt die Stickstofffracht im Zulauf zur Belebungsanlage etwa gleich, das Verhältnis N/CSB verschlechtert sich je nach dem Wirkungsgrad der Vorfällung. Damit wird die Denitrifikationsmöglichkeit stark eingeschränkt.

- Der Gasanfall bei einer anaeroben Stabilisierung steigt etwas an, der Energiebedarf für die Belüftung ändert sich wenig, weil deutlich mehr Nitrat im Ablauf vorhanden bleibt und der spezifische Sauerstoffbedarf je kg abgebauten CSB ansteigt (höheres Schlammalter, gelöste Verbindungen)

- Durch die Entfernung der Feststoffe in der Vorklärung verschlechtern sich häufig die Absetz- und Eindickeigenschaften des Belebtschlammes, sodaß der zulässige Feststoffgehalt im Belebtschlamm geringer wird. Dies bedeutet eine Reduktion der Wirkung des Chemikalieneinsatzes.

- Bei (hoher) Kalkdosierung besteht die Gefahr von Kalkausfällungen auf Belüftern, in Rohrleitungen bei Überfällen.

- Bei hoher Dosierung von Kalk oder Metallsalzen als Fällungsmittel kommt es zu einer weitgehenden Fällung des Phosphors im Vorklärbecken. Diese kann dazu führen, daß die Nitrifikation in der Belebungsanlage durch P-Mangel gehemmt wird (Nitritbildungsgefahr!). Es muß auch damit gerechnet werden, daß in den Rückflüssen aus der Schlammbehandlung wenig Phosphor enthalten ist.. Allenfalls kann hier durch Schlammhydrologie (Versäuerungsstufe) sowohl ausreichend Phosphor als auch ein Teil der C-Verunreinigung in gelöster Form zurückgenommen werden. Allerdings treten dann zusätzliche Kosten (Investitionen und Betrieb), ein verringerter Gasanfall und wiederum ein erhöhter Schlammanfall in der Belebungsstufe auf. (BUNDGAARD et al. 1995). Solche Überlegungen sind jedoch nur bei großen Anlagen von Bedeutung

- Mit Hilfe der dynamischen Simulation, den chemischen Gleichgewichtsbedingungen (Löslichkeitsprodukten) und dem Instrument der Massenbilanz für die Gesamtkläranlage lassen sich die Auswirkungen solcher Maßnahmen relativ gut abschätzen. Zur Ermittlung der optimalen Fällmitteldosierung sind Versuche im Großmaßstab anzuraten.

- Der Einsatz der chemischen Fällung als Endreinigungsstufe kann nur dort vom Gewässerschutz vertreten werden, wo nur die Eutrophierung eines stehenden Gewässers (z.B. Meeresbuchten) dringend bekämpft werden muß. Für fast alle Fließgewässer stellt die Entfernung der Feststoffe und des Phosphors trotz des relativ hohen BSB-Abbaues bis 70% keine geeignete Gewässerschutzmaßnahme dar. Der sicherste Indikator für einen guten Schutz der Gewässer ist eine weitgehend vollständige Nitrifikation bei allen Kläranlagen

Phosphorentfernung

Der Einsatz von Chemikalien (Fällungsmitteln) für die Entfernung der P-Verbindungen aus dem Abwasser ist in der Literatur (z.B. MATSCHE 1991) ausreichend gut beschrieben, sodaß auf Fällmittelauswahl, Bedarf und Wirkungsweise hier nicht eingegangen wird. Die bei weitem wichtigste Methode der Phosphorfällung bei der Abwasserreinigung ist die Simultanfällung.

Durch den Einsatz phosphatfreier Waschmittel ist der Phosphorgehalt des Abwassers von ca. 4g P/E/d auf unter 2gP/E/d zurückgegangen. Damit hat der Einfluß der Simultanfällung auf den Schlammanfall und die Schlammeigenschaften deutlich abgenommen. Häufig wird die Simultanfällung mit der biologischen P-Entfernung durch Luxusaufnahme (Bio-P) kombiniert. In diesem Falle ist es sinnvoll, die Fällmitteldosierung in den Ablauf des Belebungsbeckens vorzunehmen. Damit muß auf 2 wertige Eisensalze verzichtet werden. Bei Versuchen zum Vergleich verschiedener Fällmittel muß berücksichtigt werden, daß im Nachklärbecken biologisch eingelagerter Phosphor als Phosphat rückgelöst wird, weil anaerobe Verhältnisse auftreten. Unter solchen Bedingungen wird der Nachweis der Wirkung von Fällungschemikalien äußerst schwierig und langwierig (NIKOLAVCIC et al. 1998).

Schon einige Zeit werden Fällungsmittel mit Flockungshilfsstoffen kombiniert auf dem Markt angeboten. Nach bisherigen Erfahrungen bewirken diese Mittel keine deutliche Verbesserung der Phosphorfällung (Verminderung der PO_4-P Ablaufkonzentration), aber der Schwebstoffgehalt, und damit der Gehalt an organisch gebundenen Phosphor, kann reduziert werden. Damit können etwas geringere Gesamtphosphorwerte erzielt werden. Um den in der 1. EVO für kommunales Abwasser vorgeschriebenen Grenzwert von 1mgP/l im Jahresmittel einzuhalten, sind solche Zusätze zum Fällmittel meist nicht erforderlich; im Einzugsbereich von Seen dagegen können solche Präparate unter Umständen entscheidend sein um den sehr niedrigen Grenzwert der 1.EVO einzuhalten. So wie bei allen Flockungsvorgängen kann man ohne Versuche weder die optimale Dosierung noch die Wirkung voraussagen sondern es sind Versuche erforderlich.

Die Phosphorelimination kann durch Ergänzung der Simultanfällung durch die sogenannte Flockungsfiltration, also eine Kombination von Fällung, Flockung und Sandfiltration verbessert werden. Das Kosten-Nutzenverhältnis dieses Verfahrens ist sehr ungünstig (KROISS 1995). Es kann nur dort sinnvoll sein, wo alle anderen Alternativen zur Verringerung der Phosphorbelastung des betroffenen Gewässers, wie bessere Erfassung aller Abwasser, Einführung der Simultanfällung bei allen, also auch bei kleineren Anlagen, Erhöhung des β-Wertes bei der Fällmitteldosierung, Einsatz von Kombinationspräparaten zur Verringerung des Schwebstoffgehaltes im Ablauf des Nachklärbeckens bereits untersucht wurden und die kritische P-Belastung nicht durch wirtschaftlichere Maßnahmen unterschritten werden kann.

2.2.2 Abhilfe bei (akuten) Betriebsschwierigkeiten

Einsatz externer C-Quellen zur Verbesserung der Stickstoffentfernung

Nicht ausreichende Stickstoffentfernung kann verschiedene Ursachen haben. Entweder ist sie durch die Verfügbarkeit von C-Quellen in der Denitrifikationszone, also <u>ein ungünstiges N/CSB Verhältnis</u> oder durch <u>zu geringes anoxisches Volumen</u> begrenzt. Bei gegebenem Gesamtvolumen des Belebungsbeckens ist die Verfügbarkeit an anoxischem Volumen stark temperaturabhängig. Vorrangig muß der Betreiber der Kläranlage dafür sorgen, daß das aerobe Volumen jederzeit so groß ist, daß eine vollständige (> 12°C) oder zumindest eine weitgehende (8-12°C) Nitrifikation erreicht wird.

Das restliche, nicht für die Nitrifikation erforderliche, Reaktionsvolumen kann, so dies baulich und betrieblich vorgesehen ist, als Denitrifikationsvolumen genützt werden. Bei ausreichendem Volumen und ungünstigen N/CSB Verhältnis, können externe C-Quellen (Methanol, Acetat etc.) eingesetzt werden um die Stickstoffentfernung zu verbessern. Bei knappem Volumen sind die Verbesserungsmöglichkeiten beschränkt. Sowohl bei der Einhaltung von ges. N Ablauf-Grenzwerten (BRD,EU) in der Stich- oder Tagesmischprobe, als auch bei der Anforderung nach prozentueller Entfernung im Jahresmittel (A, EU) kann der Einsatz externer C-Quellen in der Belebung interessant sein, um entweder ein gestecktes Ziel überhaupt zu erreichen oder um Kosten einzusparen (siehe Pkt.4.1, Beispiel).

Der Einsatz externer Kohlenstoffquellen zur Denitrifikation in nachgeschalteten Sandfiltern (Wilson et al. 1993) scheint nur dann sinnvoll zu sein, wenn eine solche Filterstufe bereits vorhanden ist, selbst dann bleibt er wegen der Gefahr erhöhter Nitritbildung und der zusätzlichen Betriebskosten problematisch.

Chemikalien zur Beeinflussung der Schlammeigenschaften

Voraussetzung für die Einhaltung der geforderten Reinigungsleistung ist das Einhalten eines Mindestfeststoffgehaltes im Belebungsbecken. Die wiederum hängt von den Schlammabsetz- und -eindickeigenschaften ab. Das Ziel von Chemikaliendosierungen ist es fast immer, ungünstige Entwicklungen zu bekämpfen. Eine gezielte Verbesserung der Schlammeigenschaften um dauernd höhere Feststoffgehalte im Belebungsbecken und damit bessere Reinigungsleistung zu erzielen, kann durch Chemikalien vermutlich nicht gesichert werden.

Bezüglich der Blähschlammbekämpfung wird auf den Beitrag von Matsché (1998) verwiesen. Schlammabsetz- und eindickprobleme gehorchen keinen chemischen Reaktionsmechanismen sondern sind das Ergebnis der Ernährungs- und Umweltsituation der Biozönosen in allen Teilen der Kläranlage. Die Gefahr der Blähschlammbildung kann durch die Ausbildung des Belebungsbeckens (PRENDL 1998) vorsorgend vermindert werden, aber nach dem Stand des Wissens ist sie nicht mit Sicherheit vermeidbar.

Bei Blähschlammereignissen ist es selbst für den Fachmann immer noch schwierig, die richtigen Betriebsentscheidungen auch über einen

Chemikalieneinsatz zu treffen. Es gibt also bisher kein Wundermittel, das alle Probleme lösen kann. Chemikalien und Mixturen davon können Selektionsmechanismen auslösen, ob sie dies im Einzelfall mit dem gewünschten Erfolg tun, muß man fast immer durch großtechnische Versuche am „Patienten“ durchführen. Nur dort, wo völlig getrennte Anlagenstraßen vorhanden sind, kann man die Wirkung von Chemikalien einigermaßen sicher zuordnen (Referenzstraße), dabei muß man auch alle Rückläufe aus der Schlammbehandlung betrachten, um nicht Reinfektionen von einer Straße zur anderen zu erzeugen. Solche Selektionsversuche zur Blähschlammbekämpfung müssen über mindestens 2-3 Schlammalter laufen, um gesicherte Ergebnisse zu bekommen. In dieser Periode sind mikroskopische Beurteilung und die Bestimmung des Schlammindex als einfache „Meßmethoden“ u.U. ausreichend

Einsatz von Reinsauerstoff

Wenn bei bestehenden Anlagen die Sauerstoffzufuhr zum begrenzenden Faktor der Reinigungsleistung wird, kann es wirtschaftlich interessant sein, die Abdeckung von Sauerstoffverbrauchsspitzen durch Reinsauerstoffeinsatz vorzunehmen. Die gesamte Belüftungskapazität durch eine Reinsauerstoffbelüftung abzudecken, hat sich dagegen für kommunale Anlagen nicht durchgesetzt. Dafür gibt es wirtschaftliche und prozeßtechnische Gründe. Die Anforderungen an die Reinheit des Sauerstoffs für Belüftungszwecke sind gering, damit können die Kosten für Reinsauerstoff gering gehalten werden. Die Verfügbarkeit von Reinsauerstoff kann heut fast an allen Orten sichergestellt werden.

Man kann bei modernen feinblasigen Druckbelüftungssystemen davon ausgehen, daß unter Betriebsbedingungen der Sauerstoffertrag bei ca. 2kgO_2/kWh liegt. Damit ergeben sich Betriebskosten von ca. 0,7 S/kgO_2. Ein kg Reinsauerstoff kostet heute zwischen etwa 1,2 und 2 S/kg. Daraus folgt, daß der Einsatz von Reinsauerstoff nur dann wirtschaftlich sein kann, wenn die Ausnutzung nahe bei 100% liegt und die Investitionskosten für das Belüftungssystem deutlich geringer sind als bei konventioneller Belüftung.

Konventionelle Belüftungssysteme haben heute Investitionskosten zwischen ca. 20.000 und 40.000 ÖS/kgO_2/h. Bei einer Lebensdauer von 15a, Reparatur und Instandsetzungskosten von 3% p.a sowie 2% p.a. realer Verzinsung ergeben sich Jahreskosten von 2.200,-- bis 4.400,-- ÖS/a. Wenn diese Kapazität nur 30

Tage im Jahr gebraucht wird, ergeben sich je kgO_2 Sauerstoffzufuhr Kapitalkosten von ca. 5 S, dazu kommt noch der Energiebedarf von ca. 0,5kWh (á 1,6 S/kWh), sodaß sich Gesamtkosten von ca. 5 + 0,8 = 5,8 S/kgO_2 ergeben. Aus dieser Berechnung erkennt man, daß die Investitionskosten für die Abdeckung des dauernden O_2 Bedarfes (8800 h/a) mit ca. 0,4 S/kgO_2 auf die Jahreskosten durchschlagen. Hier kann Reinsauerstoff bei Kosten von 1,2 - 2 S/kg nicht konkurrenzfähig sein. Bei Industriekläranlagen mit Abluftproblemen, hoher Temperatur und hoher Belastung gilt diese Aussage natürlich nicht in jedem Falle. Im Kapitel 4.2 wird gezeigt, daß bei preiswerten Systemen zur Spitzenabdeckung des Sauerstoffbedarfes Reinsauerstoffanlagen, die rasch verfügbar sind, bei Notsituationen nicht nur rasch Abhilfe schaffen, sondern auch wirtschaftlich vertretbar sein können.

2.3 Minimierung der Kosten

Dosierung von Nährstoffen bei der biologischen Reinigung industrieller Abwässer

Mangel an N und P führt bei der biologischen Abwasserreinigung von industriellen Abwässern sowohl zur Bildung von Blähschlamm als auch zur Hemmung des biologischen Abbaues. Besonders empfindlich gegenüber P-Mangel ist vor allem die 2. Stufe der Nitrifikation, also die Oxidation von Nitrit zu Nitrat. Als Chemikalien werden zur Abdeckung von N und P Mangel meist die Handelsprodukte Harnstoff oder Phosphorsäure bzw. Handelsdünger wie Nitramoncal, Triple oder Superphosphat eingesetzt. Die ersten beiden haben den Vorteil der Möglichkeit zur Flüssigdosierung.

Das eigentliche Problem bei der Nährstoffzugabe besteht darin, ein wirtschaftliches Optimum zu finden, bei dem die Dosierung minimiert und die Betriebssicherheit bei allen Betriebszuständen gewährleistet ist.

Nachdem Phosphor von Bakterien sehr leicht gespeichert werden kann, ist eine Dosierung nach dem PO4-P Gehalt im Belebungsbecken alleine nicht ausreichend, weil sowohl eine länger anhaltende Über- wie Unterdosierung nicht rechtzeitig erkannt werden. Dies gilt insbesondere bei stark schwankender Belastung. Wegen der Speicherfähigkeit der Bakterien ist es andererseits auch nicht erforderlich die Dosierung zeitlich exakt dem Bedarf anzupassen. In der Praxis hat sich bewährt, die P-Dosierung nach der CSB-Fracht des Vortages

einzustellen (0,5-1% der CSB-Fracht). Die richtige Einstellung hängt primär mit dem P-Bedarf für die Überschußschlammproduktion zusammen, die über Erfahrung ermittelt werden muß. Die laufende Messung des PO4-P Gehaltes im Belebungsbecken stellt immer eine zusätzliche Kontrolle dar.

Bei der N-Dosierung muß man 2-Fälle unterscheiden. Der erste Fall ist dadurch charakterisiert, daß der N-Gehalt des Abwassers nie für die biologische Reinigung ausreicht, der zweite Fall dadurch, daß das N/CSB Verhältnis so schwankt, daß N-Mangel und N-Überschuß (NH_4-N) im Abwasser in zeitlicher Abfolge wechseln. Im ersten Fall muß man aus wirtschaftlichen Überlegungen die Entwicklung nitrifizierender Bakterien vermeiden, im zweiten Fall muß man aus Gründen des Gewässerschutzes dauernd eine ausreichende Nitrifikationskapazität aufrechterhalten, die in der Lage ist, N-Spitzen zu nitrifizieren.

Nachdem Stickstoff von Bakterien nicht oder nur unwesentlich gespeichert werden kann, kann der laufende Bedarf nach dem Ammoniumgehalt im Belebungsbecken (z.B. 0,5mg/l) erfolgen, allerdings ist damit die „Gefahr“ der Überdosierung zufolge Nitrifikation nicht gebannt. Eine laufende Kontrolle der Dosierung über die Überschußschlammproduktion zufolge des CSB-Abbaues ist erforderlich. Die Atmungsmessung kann jederzeit eingesetzt werden, um die Entwicklung von Nitrifikanten festzustellen. Besondere Probleme sind bei kurzfristigen Spitzenbelastungen mit C-Verbindungen zu erwarten. Sie führen zu einem überproportionalen Bedarf an Stickstoff zufolge erhöhten Bakterienwachstums, der abgedeckt werden muß. Am Ende solcher Belastungsspitzen stellt sich wieder das alte Gleichgewicht ein, dabei wird ein großer Teil des Stickstoffs, der für den raschen Biomasseaufbau verwendet wurde, freigesetzt. Nach Ende der Belastungsspitze muß die Dosierung daher vorsorglich deutlich vermindert werden, sonst können hohe Ammoniumspitzen auftreten. In diesem Fall kann die Steuerung der N-Dosierung über den NH_4-N-Gehalt im Belebungsbecken gesteuert werden. Zum Beispiel eine 2-Punkt Regelung, bei der die N-Dosierung bei Erreichen von 1 mg NH_4-N abgestellt wird. Bei Unterschreiten von 0,5mgNH_4-N/l wird die Dosierung wieder aufgenommen. Die Höhe der Dosierung kann aus der Zeit (T_N) abgeschätzt werden, die zwischen den beiden Schaltvorgängen verstreicht ($V_{BB}*\Delta NH_4\text{-}N$ / T_N). Diese Regelung ist nur unmittelbar nach der Stoßbelastung einsetzbar (Nitrifikationsgefahr).

Im zweiten Fall (zeitlich begrenzter Mangel und Überschuß an Stickstoff) muß die N-Dosierung so erfolgen, daß die Nitrifikationskapazität im Belebungsbecken den größten zu erwartenden Stickstoffspitzenbelastungen angepaßt ist. Nachdem Nitrifikanten vor allem bei hohen Temperaturen hohe Sterberaten aufweisen, führen Zeiten mit Stickstoffmangel für die Nitrifikanten zu einer raschen Verminderung der Nitrifikationskapazität. Die Dosierung an Stickstoff kann so erfolgen, daß regelmäßig die maximale Nitrifikationsatmung im Belebtschlamm gemessen wird. Sinkt sie unter die erforderliche Größe ab, muß die N-Dosierung erhöht werden. Für die Dosierung ergibt sich eine obere Begrenzung durch den NH_4-N Gehalt im Belebungsbecken (z.B. 1mg/l). Die Steuerung der N-Dosierung ist jedenfalls hier schwierig, und erfordert eine gute analytische Überwachung, die auch Kosten verursacht. Durch den Einsatz kontinuierlicher Meßeinrichtungen im Zulauf und im Belebungsbecken kann das Problem entschärft werden bzw. verlagert es sich auf die Sicherstellung der Zuverlässigkeit der Meßwerte.

Chemikalien zur Anhebung der Alkalität (SK)

Bei weichem Trinkwasser kann die Säurebildung bei der Nitrifikation dazu führen, daß der pH-Wert in Bereiche absinkt, in denen die Nitrifikation gehemmt wird. Das von den Betriebsmittelkosten beste Mittel dagegen ist eine weitgehende Denitrifikation. Letztere kann bei niedrigen Temperaturen und auch bei niedrigerem N/CSB Verhältnis sehr große Volumina erforderlich machen, die nur kurze Zeit im Jahr benötigt werden (MATSCHE 1993). Der entscheidende Parameter für den Alkalitätsverbrauch ist die Ablauf NO_3-N - Konzentration.

Mit Chemikalien ist es prinzipiell möglich, jede beliebige Säurekapazität oder jeden pH-Wert einzustellen. Ob dies wirtschaftlich ist, muß durch eine Kostenrechnung ermitteln werden.

Zum Zwecke der Alkalitätserhöhung werden meist verwendet.

- alkalische Fällmittel für die P-Entfernung (z.B. $Na_2Al_2O_4$). 1 mg Aluminium führt zu einer Erhöhung der Alkalität um 0,15 mmol (entspricht ungefähr 1 mmol/l Aufhöhung der Alkalität bei üblicher P-Entfernung durch Simultanfällung). Die höheren Fällmittelkosten kommen hier also beiden Zwecken zugute, der P-Fällung und der Erhöhung der Säurekapaziät.

- Natronlauge und Soda sind problemlos für die Abwasserreinigung einsetzbar (1mmol SK entspricht 23 g Na (40 g NaOH)), allerdings sind die Kosten sehr hoch.
- Kalk in Form von $Ca(OH)_2$ kann sowohl in fester (Kalkhydrat) wie in flüssiger Form (Kalkmilch) dosiert werden. Es ist jedoch zu beachten, daß es zu Kalkausfällungen und Ablagerungen kommen kann die Betriebsprobleme verursachen. Die Kosten für Kalk (1 mol SK je 37g $Ca(OH)_2$) sind vergleichsweise gering.

- Einsatz von Kalkmilch für die Konditionierung von Klärschlämmen vor der Entwässerung in Kammerfilterpressen führt als Nebeneffekt über die Alkalität des Trübwassers zu einer Erhöhung der Alkalität im Belebungsbecken.

Bei niedriger Härte des Wassers spielt auch die Einblastiefe der Belüftung noch eine wichtige Rolle, Je tiefer die Becken desto höher muß die Rest-Säurekapazität sein um einen Mindest pH-Wert für die Nitrifikation (z.B.6,8) einhalten zu können. Um eine Nitrifikationshemmung durch zu niedrigen pH-Wert zu vermeiden, muß man aller Möglichkeiten der Erhöhung der Rest-Alkalität untersuchen um ein wirtschaftliches Optimum zu finden.

3 Beispiele

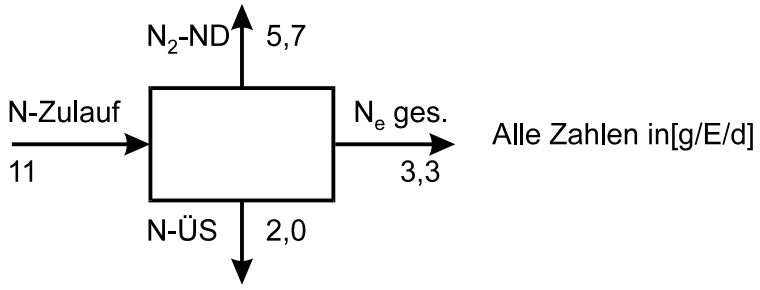
3.1 Einsatz von externen C-Quellen für die Denitrifikation

Vor kurzer Zeit ist eine grundlegende Dissertation zu diesem Thema entstanden (PURTSCHERT 1997), in der versucht wurde in praxisnahen Versuchen die wichtigsten Parameter für die Anwendung von Methanol zu ermitteln. Für die Darstellung der Wirkung von Methanol eignet sich die CSB- bzw. N-Bilanz. Prinzipiell ist diese Methodik auf alle anderen leicht abbaubaren organischen Kohlenstoffverbindungen übertragbar, nicht jedoch die Zahlenwerte. Wichtige Kennwerte:

1g Methanol entspricht	1,5 g CSB /g MeOH
Ertragskoeffizient	Y=,44 g CSB / g MeOH

μmax -b aerob, 20°C	$3{,}65.e^{0{,}065(Z-20)}\ d^{-1}$
μmax -b anoxisch, 20°C	$1{,}05.e^{0{,}05(T-20)}\ d^{-1}$

Daraus folgt, daß in einer vorgeschalteten Denitrifikation maximal mit ca. (100-44).1,5 = 0,84g Sauerstoffverbrauch/gMeOH zu rechnen ist. In der Praxis hat sich gezeigt, daß dort nur ca 70% davon anoxisch abgebaut werden (0,6 gO_2/gMeOH). Daraus ergibt sich bei einem O_2-Verbrauch von 2,9gO_2/gNO_3-ND ein Methanolbedarf von ca. 4,8gMeOH/gN. Theoretisch liegt der optimale Wert bei 2,9/0,84=3,45gMeOH/gND, der dann auftritt, wenn kein aerober Abbau auftritt. Letzteres ist in der Praxis kaum erreichbar. Der gebildete Überschußschlamm je gMeOH liegt bei 1,5.0,44 = 0,66gCSB. Bei höherem Schlammalter wird dieser Wert durch Absterbevorgänge deutlich reduziert (0,3gTS/gMeOH). Der dafür erforderliche Sauerstoffbedarf wird überwiegend im aeroben Teil des Belebungsbeckens auftreten und ist daher für die Denitrifikanten nicht verfügbar. Bezüglich der Stickstoffbilanz muß man die Schlammentsorgung im Auge behalten. Für eine Kläranlage stellt sich die Bilanz z.B. so dar:



Das folgende Beispiel geht davon aus, daß mit dem stabilisierten Schlamm 2 g N/EW/d die Kläranlage verlassen. Dieser Wert ändert sich beim Einsatz von Methanol kaum. Die Kläranlage würde als einstufige Belebung ohne Vorklärung mit 6,6d aerobem Schlammalter bei 12°C sowie einer vorgeschalteten Denitrifikation von V_D/V=0,17 betrieben. Es wird davon ausgegangen, daß für ein bis mehrere Monate lang im Winter die Temperatur im Belebungsbecken um 12 °C läge und 70% N-Entfernung gefordert würden. Das vorgeschaltete Denitrifikationsbecken entspricht einem V_D/V von 0,17 (21 l/EW), was etwa der minimalen Größe für den Einsatz von Methanol bei 12°C entspricht. Die geforderte Denitrifikationsleistung kann entweder durch Methanolzugabe oder durch Vergrößerung des Denitrifikationsbeckens um ca. 25 l/EW, /V_D/V = 0,3) erreicht werden. Als Basis für die Berechnung wurde das Schema des ATV-

Arbeitsblattes A 131 verwendet und mit einem SF von 2,3 gerechnet, wie es bei Anlagen über 100.000EW vorgesehen ist.

Bei 12°C können damit bei der gewählten Abwasserzusammensetzung bei der bestehenden Anlage 3,5 gN/EW/d denitrifiziert werden.

3.2 Beispiel:

Zulauf:		**11,0** gN/(E · d)
N-ÜS:		**2,0** gN/(E · d)
N-Entfernung 70% (Anforderung)		0,7 · 11 =
	7,7 gN/(E · d)	
N-DN:	7,7 - 2 =	**5,7** gN/(E · d)
N-Entfernung in vorgeschalteter Denitrifikation		**3,5** gN/(E · d)
mit Methanol zu denitrifizieren:		**2,2** gN/(E · d)

Monatliche Kosten für Denitrifikation mit Methanol (30Tage/Monat):

1. Methanolbedarf: 4,8g / g NO_3-N, 4 öS / kg (Annahme)
   2,2 x 4,8 x 30 x 4 / 1000 ⇨ **1,27 öS/(EW x Monat)**
2. zusätzlicher Energiebedarf (2,9gO_2/gNO_3-DN, 0,5kWh/kgO_2,, 1,5 öS/kWh)
   2,2 x 2,9 x 30 x 0,5 x 1,5 /1000 ⇨ **0,14 öS/(EW x Monat)**
3. zusätzlicher Schlammanfall (0,3 kg TS / kg Methanol, 2 öS / kg TS)
   2,2 x 4,8 x 0,3 x 30 x 2,0 / 1000 ⇨ **0,19 öS/(EW x Monat)**
4. Methanoldosierstation (geschätzt) **0,20 öS/(EW x Monat)**

Summe **ca. 1,80 öS/(EW x Monat)**

Jahreskosten für Vergrößerung des Denitrifikationsbeckenvolumens

Annahmen:	Lebensdauer:	25 a
	reale Verzinsung:	2 % p.a.
	Kapitaldienstfaktor:	5,5 %
	R&I-Kosten:	0,5 % p.a. der Investitionskosten
	Kapitaldienst + R&I	5,5 % + 0,5 % = 6 % p.a.

Einsparung 25 l/EW leeres Beckenvolumen im Neubau: ca.

1500 öS/m^3 x 0,06 x **0,025** ⇨ **2,3 öS/(EW x Jahr)**
6000 öS/m^3 x 0,06 x **0,025** ⇨ **9,0 öS/(EW x Jahr)**

Es sind für 2 Fälle die Kosten für das Beckenvolumen als Extremfälle dargestellt, einmal bei Neubauten mit etwa 1.500,-- öS /m³ und im anderen Fall bei komplizierten Erweiterungsbedingungen mit 6.000,--öS/m³. Den dadurch entstehenden Jahreskosten sind die Kosten für den Einsatz der externen C-Quelle Methanol für ein Monat pro Jahr gegenübergestellt. Auf Basis dieser Berechnung kann man zeigen, daß unter den getroffenen Annahmen und den wissenschaftlich abgesicherten Zusammenhängen (PURTSCHERT 1997) eine ein- bis mehrmonatige Zugabe externer Kohlenstoffquellen vor allem bei bestehenden Anlagen eine kostengünstige Lösungen sein kann.

Methanoldosierungen unter 1-monatiger Dauer dürften unwirtschaftlich sein, weil die Biozönose erst an Methanol adaptiert werden muß, bis die erhöhten DN-Raten in einer Belebungsanlage auftreten. Methanol eignet sich also nicht als externe C-Quelle wenn es nur für die Vermeidung von seltenen Nitratablaufspitzen eingesetzt werden soll. Für diesen Fall kann z.B. Acetat oder Ethanol eingesetzt werden, was jedoch höhere Kosten verursacht.

In Fällen, wo das C/N Verhältnis im Rohabwasser für eine geforderte Denitrifikationsleistung zu unverhältnismäßig großen DN-Zonen mit sehr geringer Wirkung (endogene Atmung) führt, kann der Einsatz von externen C-Quellen auch über etwas längere Zeitabschnitte wirtschaftlich sein.

Der interessanteste Bereich für den Einsatz von Methanol dürfte einerseits bei moderaten Anforderungen an die N-Entfernung (70% im Jahresmittel) bei Kläranlagen zu erwarten sein, deren DN-Zone etwas zu knapp (geworden) ist. Andererseits ist die Dosierung von externen C-Quellen dann von Interesse, wenn sehr hohe Anforderungen an die Denitrifikation (≥ 80%) gestellt werden und das C/N Verhältnis dafür zu ungünstig ist. Die oben angeführte Berechnungsmethode ist überall anwendbar und sie kann durch die dynamische Simulation unterstützt werden. Bei kurzfristigen Versuchen im Großmaßstab mit hohen Dosierungen muß man die Adaptierungszeit von ca. 10Tagen berücksichtigen und auch, daß vorerst eine erhöhte N-Entfernung durch den

zusätzlichen Schlammanfall auftritt, der meist erst verzögert über die Rückläufe aus der Schlammbehandlung weitgehend kompensiert wird.

Wenn das N/CSB-Verhältnis des Rohabwassers nicht ausreicht um die geforderten N-Entfernungsgrade bei Verzicht auf die Vorklärung durch Denitrifikation zu erreichen, dann wird man den Einsatz externer C-Quellen immer prüfen. Für so einen Fall sind für Zürich auch Kostenabschätzungen vorgenommen worden(PURTSCHERT 199/)., aber auch in diesem Fall sollten etwa die Möglichkeiten der N-Entfernung im Bereich der Schlammbehandlung als Alternativen untersucht werden. Es darf auch nicht unterlassen werden, die Reduktionsmöglichkeiten für Stickstoffverbindungen auf der Seite der Indirekteinleiter zu überprüfen. Eine Minimierung der Kosten darf nicht auf Kosten von Betriebsproblemen und Einbußen an Reinigungssicherheit gehen.

Bei Neuplanungen muß man berücksichtigen, daß ein größeres Volumen der Reinigungswirkung ganzjährig zur Verfügung steht und daß zusätzliches Volumen wegen des dadurch erhöhten Schlammalters die Reinigungsleistung prinzipiell erhöht. Eine Methanoldosierung verbessert nur die N-Entfernung, weil aber das Schlammalter etwas verringert wird, muß die Reinigungsleistung prinzipiell etwas geringer werden Außerdem ist die Unsicherheiten des Preises für externe C-Quellen groß. Es wird daraus der Schluß gezogen, daß bei Neubau von Anlagen die Einplanung einer Methanoldosierung wohl nur bei großen Anlagen mit strengen Anforderungen an die N-Entfernung überlegenswert ist.

Der Nachweis, daß der Methanoleinsatz die optimale Lösung darstellt, muß in jedem Einzelfall unter Berücksichtigung **aller** anderen Randbedingungen und unter Auslotung der lokalen technischen Möglichkeiten (z.B: Außerbetriebnahme der Vorklärung etc.) geführt werden, bevor man endgültige Entscheidungen trifft.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, daß Methanol ein hochwertiger Energieträger (geringes Eutrophierungsniveau) ist und daher nur in Sonderfällen oder für begrenzte Zeit Anwendung finden sollte. Es muß in diesem Zusammenhang auch immer die Frage gestellt werden, ob der Methanoleinsatz für den Gewässerschutz gerechtfertigt werden kann, oder ob dabei die Einhaltung von Vorschriften im Vordergrund steht.

3.2.1 Reinsauerstoffbegasung zur Spitzenabdeckung bei Überlastung

Als Beispiel wird angenommen eine Kläranlage mit 50.000EW ist soweit ausgelastet, daß während ca. 2 x 15 Tagen (in Abhängigkeit der Weinproduktion) die Sauerstoffzufuhr nicht ausreicht um die Reinigungsleistung sicherzustellen. Es handelt sich um eine Anlage mit Vorklärung und 20% vorgeschalteter Denitrifikation. Zufolge Sauerstoffmangel tritt Blähschlamm auf, der zu einer jeweils längerfristigen Beeinträchtigung der Reinigungsleistung führt. Durch Messungen und Berechnungen konnte festgestellt werden, daß bei Verbrauchsspitzen bis zu 50kgO/h zu wenig Sauerstoffeintragskapazität vorhanden ist, im Mittel der insgesamt 4 Wochen fehlen z.B. 15kg/h. Es soll nun versucht werden, dazu eine technische Lösung aufzuzeigen. Als Belüftungssystem wären Mammutrotoren im Einsatz, Beckentiefe 2,7m.

Es werden 3 Varianten der Problemlösung in Betracht gezogen:

1. Erweiterung des bestehenden Belüftungssystems
2. Ergänzung durch Reinsauerstoffbegasungsfelder („feinblasige Belüftung“)
3. Einbau einer Reinsauerstoffbegasung mit Injektoreinmischung

Variante 1
(Erweiterung des bestehenden Belüftungssystems)

50 kgO_2/h zusätzlicher Sauerstoffbedarf für Verbrauchsspitzen
OC unter Betriebsbedingungen 6 $kgO_2/h/m$ Rotor

$$50\ kgO_2/h\ /\ 6\ kgO_2/h/m\ Rotor\ =\ 8{,}3\ m \rightarrow \text{gewählt 9m Rotorlänge}$$

Investitionskosten ca. 15.000 öS/kgO_2/h;

$$9\ m\ \text{x}\ 6\ kgO_2/h/m\ \text{x}\ 15.000\ öS/kgO_2/h\ =\ 810.000\ öS\ (1\ \text{Rotor á 9m})$$

15 kgO_2/kWh zusätzlicher Sauerstoffbedarf im Mittel
Op = 1,3 kgO_2/kWh (wegen geringem Abstand der Rotoren)
reale Verzinsung 2 % p.a.
Lebensdauer 15 a

R&J 3 % der Investitionskosten/a
Spitzenstrom 2 öS/kWh inkl. Bereitstellung
Energiebedarf / -kosten:

15 kgO_2/h x 24 h/d x 30 d/Monat x 2,0 öS/kWh / 1,3 kgO_2/kWh = **16.615 öS/Monat**

Variante 2
(Ergänzung durch Reinsauerstoffbegasungsfelder („feinblasige Belüftung“))

50 kgO_2/h Sauerstoffbedarf
Einblastiefe 2,6 m
O_2-Ausnutzung 100 $gO_2/kgO_2/m_{ET}$
O_2-Bedarf in der Spitze:

$$50\ kgO_2/h\ /\ 2{,}6\ m\ /\ 0{,}1\ kgO_2/kgO_2/m_{ET} = 192\ kgO_2/h$$

Kosten für Sauerstoffverteilung + Verdampfer + Tank + Regelung: 150.000 öS
Lebensdauer 10 a
R&J 3 % der Investitionskosten/a
Gesamtreinsauerstoffbedarf bei 15 kgO_2/h mittlerem Bedarf

192 kgO_2/h x 24 h/d x 30 d/Monat x 15 kgO_2/h / 50 kgO_2/h = **41.472 kgO_2/Monat**

Variante 3: Reinsauerstoffjet
(Einbau einer Reinsauerstoffbegasung mit Injektoreinmischung)

Bei diesem Verfahren wird ein Teilstrom des Belebtschlammes unter Druck (2-3 bar) mit Reinsauerstoff gesättigt und dann über ein Mischrohr soweit mit Belebtschlamm am Boden verdünnt, daß es zu keiner nennenswerten Überschreitung der Löslichkeit von Sauerstoff gegenüber Luft kommt. Der Wirkungsgrad der O_2- Ausnutzung kann auf ca. 90% (η=0,9) gesteigert werden, der Energiebedarf des gesamten Aggregates liegt bei ca. 0,5 - 1kWh je kgO_2. Solche Aggregate können ohne besondere bauliche Maßnahmen einfach ins Belebungsbecken eingesetzt werden. Aus noch sehr wenig Langzeiterfahrung in der Praxis kann folgende Kostenschätzung gewagt werden:

Aggregate für O_2-Eintrag 400.000 öS

inkl. Elektro-, MSR-Ausrüstung Gesamtsauerstoffbedarf:

(15 kgO_2/h x 24 h/d x 30 d/Monat) / 0,9 = 12.000 kgO_2/Monat

Energiebedarf / -kosten:

15 kgO_2/h x 24 h/d x 30 d/Monat x 0,75 kWh/kgO_2 x ,0 öS/kWh = **16.200 öS/Monat**

Tabelle 1: Jährliche Gesamtkosten (Betrieb + Kapitaldienst) **für einmonatige Ausnutzung** der Erhöhung der Sauerstoffzufuhrkapazität

		Var. 1	Var. 2	Var. 3
Investitionskosten	öS	810.000	300.000	500.000
Investitionskosten	öS/a	89.100 (auf 15 Jahre)	57.000 (auf 10 Jahre)	95.000 (auf 10 Jahre)
zusätzl. Energie;	kWh/Monat	8.308	-	8.100
Kosten (2 öS / kWh)	öS/Monat	16.615	-	16.200
Reinsauerstoff;	t/Monat	-	41,5	12,0
Kosten (1,5 öS/kgO_2)	öS/Monat		62.300	18.000
Gesamtkosten	öS/a	105.715	119.300	129.200

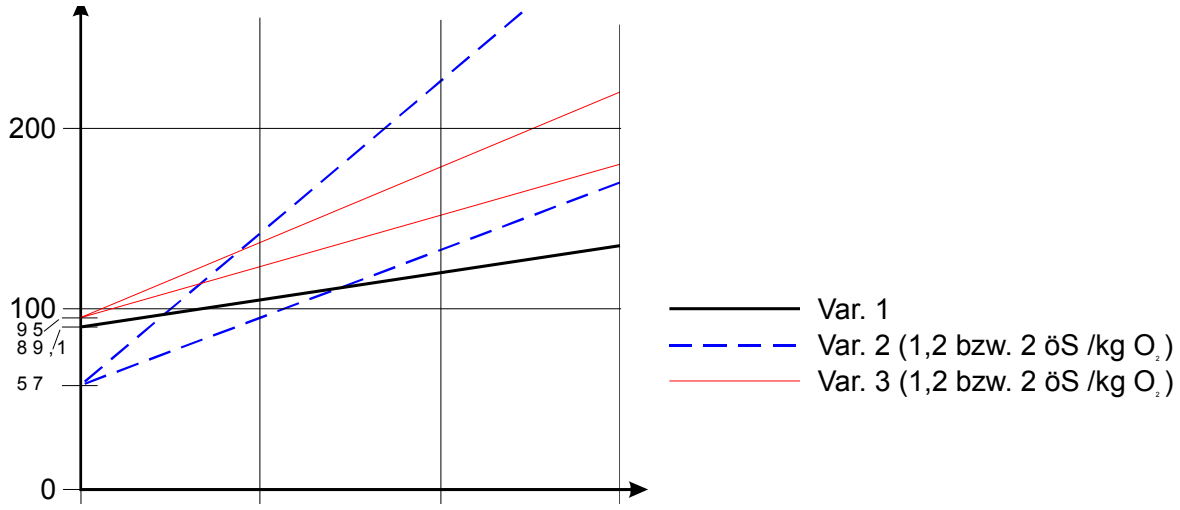


Abbildung 1: Abhängigkeit der Jahreskosten vom mittleren Sauerstoffbedarf bzw. der Dauer des Einsatzes der zusätzlichen Sauerstoffzufuhrkapazität

Tabelle 1 versucht zu zeigen, daß bei unterschiedlich langer Dauer des Einsatzes von 15kg/h als mittlerem zusätzlichen O_2- Bedarf oder bei einmonatigem

erhöhtem mittleren Bedarf die drei Varianten sich deutlich unterscheiden. Je mehr die Verfügbarkeit der Zufuhrkapazität ausgenutzt wird, desto wirtschaftlicher wird Variante 1, also die Erhöhung der bestehenden konventionellen Belüfterleistung. Eine solche Maßnahme nimmt häufig längere Zeit in Anspruch, wenn sie nicht schon bei der Errichtung eingeplant war. Müssen erst bauliche Veränderungen vorgenommen werden, können auch die Investitionskosten deutlich ansteigen. Variante 2 ist technisch wenig aufwendig aber es muß sichergestellt werden, daß es zu keiner Strippung des Sauerstoffs durch Druckluft (bei Druckbelüftungen) kommt. Variante 3 kann bei Lieferbarkeit der Geräten am schnellsten realisiert werden, hat deutlich geringere laufende Betriebsmittelkosten als Variante 2, dafür deutlich höhere Investitionskosten. Die angegebenen Kosten können je nach örtlicher Situation, Marktlage und Finanzierungsbedingungen sehr stark schwanken. Es ist noch zu beachten, daß dem O_2 -Versorgungsmanagement große Bedeutung zukommt um O_2 - Verluste bei längerer Lagerung zu vermeiden und die Betriebssicherheit zu gewährleisten.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß bei kurzen Sauerstoffbedarfsspitzen der Einsatz von Reinsauerstoff wirtschaftlich vertretbar ist. Dies kann auch bei planmäßigen Außerbetriebnahmen von Belebungsbecken(teilen) genutzt werden, um den dann auftretenden erhöhten O_2-Bedarf (je Becken) abzudecken. . Für die Abdeckung der Grundlast der Sauerstoffzufuhr ist der Einsatz von Reinsauerstoff im allgemeinen nicht wirtschaftlich. Die Rechnung zeigt auch, daß bei Neuplanungen der Einsatz von Reinsauerstoff nur in Sonderfällen überlegenswert sein wird.

4 Überprüfung der Wirkung von Chemikalien

Abwasser und Belebtschlämme lassen sich nicht eindeutig charakterisieren, sodaß auch die Wirkung des Chemikalieneinsatzes dort nie exakt vorhergesagt werden kann. In vielen Fällen müssen daher Versuche (im Großmaßstab) durchgeführt werden um eine weitgehend eindeutige Zuordnung von Ursache und Wirkung zu erreichen. Gerade letzteres sollte aber die Grundlage für die Kosten-Nutzen Rechnung sein. Damit solche Versuche aussagekräftig sind, müssen sie lang genug mit unveränderter Dosierung durchgeführt und analytisch so überwacht werden, daß die Massenbilanzen erstellt werden können. Es sollte am Ende solcher Untersuchungen klar sein, wohin die eingesetzten Massen an Stoffen gelangt sind (Ablauf der Kläranlage, Klärschlamm, Luft). Solche Bilanzen sind meist nur unter einigermaßen stationären Verhältnissen mit der erforderlichen Genauigkeit zu erstellen. Als Mindestdauer werden daher meist 3

Schlammalter empfohlen. Nachdem die Klärschlammbehandlung und -entsorgung in den Bilanzen meist mit untersucht werden müssen, kann es auch ich länger dauern bis quasi stationäre Zustände eintreten.

Zu kurze und mangelhaft überwachte Versuche zum Chemikalieneinsatz (oder Vergleich) sind wertlos und eröffnen der Diskussion (auch um eine leistungsgerechte Kostenverteilung) Tür und Tor. Schon die nicht vermeidbaren Schwankungen aller Parameter auf Kläranlagen bieten ausreichende Schwierigkeiten bei der Zuordnung von Ursachen und Wirkungen sowie von Kosten und Nutzen.

5 Zusammenfassung

Der Einsatz von Chemikalien bei der Reinigung von Abwässern sollte immer gründlich überlegt werden. In der Regel werden konzentrierte Einzelstoffe mit niedriger Entropie in der Umwelt verteilt (hohe Entropie). Es gibt jedoch Fälle wo die aktuelle Kostensituation, aber auch ökologische Überlegungen den Einsatz von Chemikalien attraktiv machen. Dies gilt vor allem auch für die Beherrschung von Ausnahmesituationen jeder Art. Chemische Prozesse sind meist leichter zu „beherrschen“ als biologische oder biochemische, was die rasche Wirkung betrifft. Letztere bleibt jedoch kaum je ohne Rückwirkung auf die gesamte Kläranlage. Trotz vieler Kritikpunkte an der herrschenden Wirtschaftlichkeitsrechnung spricht vieles dafür, daß ökologische und ökonomische Optimierung oft zu gleichen Ergebnissen führen - allerdings nicht immer und nicht notwendigerweise.

Dieser Beitrag sollte als Aufforderung verstanden werden, das Thema „Chemikalieneinsatz“ durch enge Zusammenarbeit über die Fachdisziplinen hinaus auf solide Grundlagen zu stellen, damit nicht wertvolle Chemikalien nutzlos „verdünnt“ oder Abfallstoffe auf diesem Wege gewinnbringend entsorgt werden, die in Kläranlagen nichts verloren haben.

Alles Leben ist auch Chemie, also sind Chemikalien in Kläranlagen kein Widerspruch zum Umweltschutz. Wenn wir uns als Zielvorstellung die Optimierung des Einsatzes von Stoffen, Energie und Ordnung (Entropieverlust) vornehmen und nicht ein Teilziel (Minimierung der Stoffströme) zum obersten Gebot erklären, kann man getrost in die ungewisse Zukunft des Chemikalieneinsatzes blicken.

6 Literatur

Bundgaard, E. et al. (1995) Ergebnisse des Hydro-Projektes zur Schlammhydrolyse in Skandinavien (Gewinnung von Denitrifikationssubstrat), Wiener Mitteilungen Bd. 117, Beitrag D (S. D1-24), Wien 1995

Kroiß, H. (1995) Wirklichkeitsnahhe Bemessung von kommunalen Kläranlagen Wiener Mitteilungen Band 125 Beitrag F

Matsché, M. (1991) Entfernung von Phosphorverbindungen in der Abwasserreinigung, Wiener Mitteilungen Bd. 97, Wien 1991

Matsché, M. (1993) Wechselwirkung zwischen Stickstoff- und Phosphorentfernung, Wiener Mitteilungen Bd. 110, Beitrag I (S. I1-22), Wien 1993

Matsché, M. (1998) Blähschlamm, Schwimmschlamm, Schaum - Ursachenerkennung und Bekämpfung, in diesem Band (Wiener Mitteilungen Bd. 145)

Nicolavcic, B. et al. (1998) Maßnahmen zu Phosphorentfernung, Wiener Mitteilungen 145

Prendl, L. (1998) Aspekte der Gestaltung von Belebungsbecken, in diesem Band (Wiener Mitteilungen Bd. 145)

Purtschert I. (1997) Populationsdynamik bei Methanoleinsatz in denitrifizierenden Kläranlagen, Dissertation an der ETH Zürich, 1997

o.Prof. Dipl.Ing. Dr. Helmut Kroiß

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
Technische Universität Wien
A-1040 Wien, Karlsplatz 13/226

Tel.: +43/1/58801 - 3147
Fax: +43/1/504 21 57
E-Mail: hkroiss@iwag.tuwien.ac.at

WIENER MITTEILUNGEN

WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER

Eine von den Wasserbauinstituten an der Technischen Universität Wien, den Instituten für Wasserwirtschaft der Universität für Bodenkultur und dem Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband herausgegebene Schriftenreihe

Band Nr		Preis €
1	**Das Wasser (1968)** Kresser W.	vergriffen
2	**Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968)** Breiner, H.	vergriffen
3	**Abwasserreinigung - Grundkurs (1969)** von der Emde, W.	vergriffen
4	**Abwasserreinigungsanlagen - Entwurf-Bau-Betrieb (1969)** 4. ÖWWV-Seminar, Raach 1969	vergriffen
5	**Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung (1970)** 5. ÖWWV-Seminar, Raach 1970	vergriffen
6	**Industrieabwässer (1971)** 6. ÖWWV-Seminar, Raach 1971	vergriffen
7	**Wasser- und Abfallwirtschaft (1972)** 7. ÖWWV-Seminar, Raach 1972	vergriffen
8	**Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasserbeobachtung) (1972)** Schmidt, F.	vergriffen
9	**Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972)** Pruzsinsky, W. **Über die Auswertung von Abflußmengen auf elektronischen Rechenanlagen** Doleisch, M.:	18
10	**1. Hydrologie-Fortbildungskurs (1972)**	vergriffen

Band Nr		Preis €
11	**Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972)** Gutknecht, D.	vergriffen
12	**Uferfiltrat und Grundwasseranreicherung (1973)** 8. ÖWWV-Seminar, Raach 1973	vergriffen
13	**Zellstoffabwässer-Anfall und Reinigung (1972)** von der Emde W., Fleckseder H., Huber L.,Viehl K.	vergriffen
14	**Abfluß - Geschiebe (1973)** 2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973	vergriffen
15	**Neue Entwicklung in der Abwassertechnik (1983)** 9. ÖWWV-Seminar, Raach 1974	vergriffen
16	**Praktikum der Kläranlagentechnik (1974)** von der Emde W.	vergriffen
17	**Stabilitätsuntersuchung von Abflußprofilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974)** Behr, O.:	18
18	**Hydrologische Grundlagen zur Speicherbemessung(1975)** 3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975	vergriffen
19	**Vorhersagen in der Wasserwirtschaft (1976)** 1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976	10
20	**Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976)** 11. ÖWWV-Seminar, Raach 1976	vergriffen
21	**Zur Theorie und Praxis der Speicherwirtschaft (1977)** 2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977	22
22	**Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977)** 12. ÖWWV-Seminar, Raach 1977	vergriffen
23	**Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977)** Baron W., Heindl W., Behr O., Reitinger J.	vergriffen
24	**Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes, eines chemischen Betriebes und einer Molkerei (1978)** Begert A.	vergriffen

25	**Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabrikabwaser (1978)** Kroiss H.	vergriffen
26	**Methoden der hydrologischen Kurzfirstvorhersage (1978)** Gutknecht D.	vergriffen
27	**Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978)** 13. ÖWWV-Seminar, Raach 1978	vergriffen
28	**Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979)** 14. ÖWWV-Seminar, Raach 1979	vergriffen
29	**Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979)** Frischherz H.	vergriffen
30	**Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (1979)** o. Univ.-Prof. DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag	vergriffen
31	**Grundwasserzuströmungsverhältnisse zu Horizontalfilterrohrbrunnen (1980)** Schügerl W.	vergriffen
32	**Grundwasserwirtschaft (1980)** 3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980	25
33	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1) (1980)**	vergriffen
34	**Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980)** 15. ÖWWV-Seminar, Raach 1980	vergriffen
35	**Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen (1980)** Usrael G.	vergriffen
36	**Vergleichende Kostenuntersuchungen über das Belebungsverfahren (1980)** Flögl W.	vergriffen
37	**Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus Tierkörperverwertungsanstalten (1980)** Ruider E.	vergriffen
38	**Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981)** Schiller, G.:	vergriffen

Band Nr		Preis €
39	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1981)** Teil 2	vergriffen
40	**Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981)** 16. ÖWWV-Seminar, Raach 1981	vergriffen
41	**Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1981	29
42	**Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981)** Kirnbauer R.	22
43	**Wissenschaftliche Arbeiten, Zeitraum 1977 bis 1981 (1981)**	25
44	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1981)** Teil 3	25
45	**Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1982	29
46	**Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982)** Stalzer W.	vergriffen
47	**Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen, Erfahrungen und Probleme (1982)** 17. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1982	vergriffen
48	**Kleinwasserkraftwerke - Notwendigkeit und Bedeutung (1982)** Flußstudien: Schwarza, kleine Ybbs, Saalach	vergriffen
49	**Beiträge zur Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft (1982)** o. Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. v.d. Emde zum 60. Geburtstag	vergriffen
50	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1982)** Teil 4	vergriffen
51	**Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983)** 18. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1983	vergriffen
52	**Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983)** ÖWWV-Fortbildungskurs, 1983	vergriffen

53	**Planung und Betrieb von Regenentlastungsanlagen (1984)** ÖWWV-Fortbildungskurs, 1984	vergriffen
54	**Sonderabfall und Gewässerschutz (1984)** 19. ÖWWV-Seminar, Gmunden 1984	vergriffen
55	**Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)**	26
56	**Blähschlamm beim Belebungsverfahren (1985)** ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
57	**Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985)** ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
58	**Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985)** 20. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1985	vergriffen
59	**Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985)** Pelikan B.	23
60	**Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)**	16
61	**Gewässerschutz im Wandel der Zeit** **Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985)** Fleckseder, H.	vergriffen
62	**Anaerobe Abwasserreinigung (1985)** Kroiss H.	vergriffen
63	**Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert** **bis 500 Einwohnergleichwerte (1985)** Begert A.	vergriffen
64	**Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren (1986)** ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	vergriffen
65	**Planung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Industrieabwässer (1986)** 21. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1986	vergriffen
66	**Aussprachеseminar Grundwasserschutz in Österreich (1986)** ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	29
67	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (5) (1986)**	vergriffen

68 **Zur mathematischen Modellierung der Abflußentstehung an Hängen (1986)**
Schmid B.H. 22

69 **Nitrifikation - Denitrifikation (1987)**
ÖWWV-Fortbildungskurs, 1987 vergriffen

70 **Flußbau und Fischerei (1987)**
vergriffen

71 **Wasserversorgungung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987)**
22. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1987 vergriffen

72 **Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987)**
Wurzer E. vergriffen

73 **Anaerobe Abwasserreinigung**
Grundlagen und großtechnische Erfahrung (1988)
ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988 vergriffen

74 **Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum aus historischer Sicht (1988)**
22

75 **Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst und Wasserwirtschaft (1988)**
ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988 vergriffen

76 **Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988)**
23. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1988 vergriffen

77 **Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (6) (1987)**
vergriffen

78 **Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988)**
Nachtnebel, H.P. 25

79 **Hydraulik offener Gerinne (1989)**
Symposium, 1989 vergriffen

80 **Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung**
im Gießgang Greifenstein (1988)
Jungwirth M., Schmutz S. vergriffen

81 **Biologische Abwasserreinigung (1989)**
ÖWWV-Fortbildungskurs, 1989, TU-Wien vergriffen

82 **Klärschlammentsorgung (1989)**
24. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1989 vergriffen

83	**Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (1990)** 2. Symposium	18
84	**Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft (1989)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1989, TU-Wien	29
85	**Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall, Projekt Abschnitt I (1989)** Frischherz H.; Benes E.; Ernst J.; Haber F.; Stuckart W.	18
86	**Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik (1989)** Summer W.	25
87	**Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung (1990)** 25. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1990	vergriffen
88	**Revitalisierung von Fließgewässern (1990)** Beiträge zum Workshop Scharfling, 1989	vergriffen
89	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1990)** Teil 9	vergriffen
90	**A Study on Kinematic Cascades (1990)** Schmid B.H.	18
91	**Snowmelt Simulation in Rugged Terrain - The Gap Between Point and Catchment Scale Approaches (1990)** Blöschl G.	18
92	**Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle (1990)** Blaschke A.P.	nicht erschienen
93	**Decision Support Systeme für die Grundwasserwirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme (1990)** Fürst J.	18
94	**Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall; Projekt-Abschnitt 1990 (1990)** Frischherz H., Benes E., Stuckhart W., Ilmer A., Gröschl M., Bolek W.	18
95	**Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter (1991)** Svardal K.	22

96	**EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen (1991)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	29
97	**Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung (1991)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	25
98	**Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasserreinigungsanlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht (1991)** 26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991	36
99	**Geruchsemissionen aus Abwasserreinigungsanlagen (1991)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1991,	22
100	**Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik (1992)** ÖWWV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	vergriffen
101	**Umweltbezogene Planung wasserbaulicher Maßnahmen an Fließgewässern (1992)** Pelikan B.	18
102	**Erfassung hydrometeorologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt (1992)** Behr O.	i.V.
103	**Wasser- und Abfallwirtschaft in dünn besiedelten Gebieten (1992)** 27. ÖWWV-Seminar Ottenstein 1992	36
104	**Virus Contamination of the Environment (1992)** Methods and Control	vergriffen
105	**Fließgewässer und ihre Ökologie (1993)** ÖWAV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	22
106	**Festlegung einer Dotierwassermenge über Dotationsversuche (1992)** Mader H.	22
107	**Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und neue Emissionsverordnungen (1992)** Vorträge anläßlich der UTEC 1992	29
108	**Chemische Analytik für einen zeitgemäßen Gewässerschutz (1992)** Vorträge anläßlich der UTEC 1992	29
109	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1994)** Teil 10 - Beiträge zum Seminar an der Universität für Bodenkultur im November 1994	i.V.

110 **Bemessung u. Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung (1993)**
ÖWAV-Seminar 1993, TU-Wien 36

111 **Wasserreserven in Österreich -**
Schutz und Nutzung in Gegenwart und Zukunft (1993)
28. ÖWAV-Seminar Ottenstein 1993 vergriffen

112 **Contamination of the Environment by Viruses and Methods of Control (1993)**
18

113 **Wasserkraft ()**
O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. S. Radler anläßlich seiner Emeritierung vergriffen

114 **Klärwärter-Grundkurs (1994)**
2. Auflage 1994 vergriffen

115 **Beitrag zur Reduzierung der Abwasseremissionen der Bleicherei beim Sulfatverfahren (1994)**
Urban W.
ISBN 3-85234-001-2 22

116 **Eigenüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen**
für den Gewässerschutz (1994)
ÖWAV-Seminar 1994, TU-Wien
ISBN 3-85234-002-0 25

117 **Abwasserreinigungskonzepte -**
Internationaler Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen (1995)
ÖWAV-Seminar 1994, TU Wien
ISBN 3-85234-003-9 25

118 **3 Jahre WRG-Novelle (1994)**
29. ÖWAV-Seminar: Ottenstein 1994
ISBN 3-85234-004-7 19

119 **Landeskulturelle Wasserwirtschaft (1994)**
anläßlich der Emeritierung von o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Supersperg vergriffen

120 **Gewässerbetreuungskonzepte - Stand und Perspektiven (1994)**
Beiträge zur Tagung an der BOKU 1994
ISBN 3-85234-010-1 32

121 **Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum (1996)**
ÖWAV-Seminar 1995, TU Wien
ISBN 3-85234-011-X 29

122 Bedeutung von geowissenschaftlicher Zusatzinformation für die Schätzung der Transmissivitätsverteilung in einem Aquifer (1994)
Kupfersberger H. 18

123 Modellierung und Regionalisierung der Grundwassermengenbildung und des Bodenwasserhaushaltes (1994)
Holzmann, H. 22

124 Pflanzenkläranlagen - Stand der Technik, Zukunftsaspekte (1995)
ÖWAV-Seminar, BOKU Wien
ISBN 3-85234-014-4 22

125 Abwasserreinigung - Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes, (1995)
ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien
ISBN 3-85234-015-2 32

126 Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft (1995)
30. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1995
ISBN 3-85234-016-0 29

127 Alte und neue Summenparameter (1995)
ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien
ISBN 3-85234-017-9 29

128 Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (deutsch oder englisch) (1995)
4. Symposium Univ.Prof.Dr. R. Walter
ISBN 3-85234-019-5 0

129 Einfluß von Indirekteinleitungen auf Planung und Betrieb von Abwasseranlagen (1996)
ÖWAV-Seminar 1996, TU-Wien
ISBN 3-85234-020-9 vergriffen

130 Zentrale und dezentrale Abwasserreinigung (1996)
31. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1996
ISBN 3-85234-021-7 36

131 Methoden der Planung und Berechnung des Kanalisationssystems (1996)
ÖWAV-Seminar 1996, BOKU-Wien
ISBN 3-85234-022-5 29

132 **Scale and Scaling in Hydrology (1996)**
Blöschl G.
ISBN 3-85234-023-3 vergriffen

133 **Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1996)**
Integrale Interpretation eines zeitgemäßen Gewässerschutzes
ISBN 3-85234-024-0 12

134 **Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen (1996)**
Frey W.
ISBN 3-85234-025-X 22

135 **Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß (1996)**
Nowak O.
ISBN 3-85234-026-8 36

136 **1. Wassertechnisches Seminar (1996)**
Nebenprodukte von Desinfektion und Oxidation bei der Trinkwasseraufbereitung
ISBN 3-85234-027-6 i.V.

137 **Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen (1997)**
ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien
ISBN 3-85234-028-4 32

138 **Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung (1997)**
Schweighofer P.
ISBN 3-85234-029-2 25

139 **Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung (1997)**
Prendl L.
ISBN 3-85234-030-6 22

140 **Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbaches (1997)**
Franz A.
ISBN 3-85234-031-4 25

141 **Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1997)**
ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien
ISBN 3-85234-032-2 36

142	**Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1997)** Abfallwirtschaft und Altlastensanierung morgen ISBN 3-85234-033-0	18
143	**Abwasserbeseitigung und Wasserversorgung in Wien (1997)** Eine ökonomische Beurteilung der Einnahmen, Ausgaben und Kosten Kosz M. ISBN 3-85234-034-9	22
144	**Raum-Zeitliche Variabilitäten im Geschiebehaushalt und dessen Beeinflussung am Beispiel der Drau (1997)** Habersack H. ISBN 3-85234-035-7	29
145	**Fortbildungskurs: Biologische Abwasserreinigung (1998)** ÖWAV - Seminar 1998, TU-Wien ISBN 3-85234-036-5	vergriffen
146	**2. Wassertechnisches Seminar (1998)** Desinfektion in der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-037-3	i.V.
147	**Eigenüberwachung und Fremdüberwachung bei Kläranlagen (1998)** 32. ÖWAV-Seminar , Linz 1998 ISBN 3-85234-038-1	36
148	**Grundwasserdynamik (1998)** ISBN 3-85234-039-C	36
149	**Die Tradition in der Kulturtechnik (1998)** Kastanek F. **Simulationsanwendung bei der Störung durch poröses Medium (1998)** Loiskandl W. ISBN 3-85234-040-4	22
150	**Auswirkungen von Niederschlagsereignissen und der Schneeschmelze auf Karstquellen (1998)** Steinkellner M. ISBN 3-85234-041-1	36
151	**Experiences with soil erotion models (1998)** ISBN 3-85234-042-X	29

152 Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen (1998)
Dornhofer K.
ISBN 3-85234-043-8 25

153 Hormonell aktive Substanzen in der Umwelt (1998)
ÖWAV / UBA Seminar 1998, BOKU Wien
ISBN 3-58234-044-6 vergriffen

154 Erfassung, Bewertung und Sanierung von Kanalisationen (1998)
ÖWAV Seminar 1999, BOKU Wien
ISBN 3-8523-045-4 29

155 Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum (1999)
ÖWAV - Seminar 1999, TU-Wien
ISBN 3-85234-046-2 32

156 Der spektrale Absorptionskoeffizient zur Bestimmung der organischen Abwasserbelastung (1999)
UV-Seminar 1998, Duisburg
ISBN 3-85234-047-0 22

157 Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers (1999)
Zessner M.
ISBN 3-85234-048-9 25

158 Entwicklung einer Methode zur Bewertung von Stoffbilanzen in der Abfallwirtschaft (1999)
Rechberger H.
ISBN 3-85234-049-7 vergriffen

159 Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Abwasseranlagen und deren Evaluierung (2000)
ÖWAV – Seminar 2000, TU-Wien
ISBN 3-85234-050-0 22

160 Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Hydrologie alpiner Einzugsgebiete (2000)
Hebenstreit K.
ISBN 3-85234-051-9 25

161 Innovative Messtechnik in der Wasserwirtschaft (2000)
Präsentation eines Forschungsprojektes
ÖWAV – Seminar 2000, BOKU – Wien
ISBN 3-85234-052-7 vergriffen

162 Sickerwasser und Oberflächenabdichtung auf Reaktordeponien (2000)
ÖWAV - Seminar 2000, Wirtschaftskammer Wien
ISBN 3-85234-053-5 25

163 Abfall- und Abwasserentsorgung in kleinen Verhältnissen (2000)
ÖWAV - Seminar 2000, Ottenstein
ISBN 3-85234-054-3 25

164 Niederschlag-Abfluss-Modellierung – Simulation und Prognose (2000)
ÖWAV-Seminar 2000, TU Wien
ISBN 3-85234-055-1 i.V.

165 Mehrdimensionale Abflussmodellierung am Beispiel der Lafnitz (2000)
Habersack, H. / Mayr, P. / Girlinger, R. / Schneglberger, St.
ISBN 3-85234-056-x 25

166 Anpassung von Kläranlagen – Planung und Betrieb (2001)
ÖWAV-Seminar 2001, TU Wien
ISBN 3-85234-057-8 40

167 Bepflanzte Bodenfilter zur weitergehenden Reinigung von Oberflächenwasser und Kläranlagenabläufen (2001)
Laber J.
ISBN 3-85234-058-6 25

168 Kanalbetrieb und Niederschlagsbehandlung (2001)
ÖWAV-Seminar 2001, BOKU Wien.
ISBN 3-85234-059-4 29

169 Development of a Simulation Tool for Subsurface Flow Constructed Wetlands (Entwicklung eines Simulationsmodells für bepflanzte Bodenfilter) (2001)
Langergraber G.
ISBN 3-85234-060-8 25

170 Simulation von Niederschlagszeitreihen mittels stochastischer Prozess-modelle unter Berücksichtigung der Skaleninvarianz (2001)
Bogner
ISBN 3-85234-061-6 i.V.

171 Sewage Sludge Disposal – Sustainable and/or Reliable Solutions (2001)
ÖWAV / EWA Workshop 2001, TU-Wien
ISBN 3-85234-062-4 25

172 **Stickstoffentfernung mit Biofiltern (2002)**
Nikolavcic B.
ISBN 3-85234-063-2 30

173 **Anaerobe Abwasserreinigung: Beeinflussende Faktoren der Versäuerung eines Zitronesäurefabrikabwassers (2002)**
Moser D.
ISBN 3-85234-064-0 20

174 **Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation (2002)**
Fenz R.
ISBN 3-85234-065-9 25

175 **Wechselwirkung von physikalischen, chemischen und biotischen Prozessen in aquatischen Systemen (2002)**
Kreuzinger N.
ISBN 3-85234-066-7 i.V.

176 **Benchmarking in der Abwasserentsorgung (2002)**
ÖWAV Workshop Februar 2002, TU-Wien
ISBN 3-85234-067-5 30

177 **Klärschlamm (2002)**
Möglichkeiten und Verfahren zur Verwertung / Entsorgung ab 2004
ÖWAV Seminar April 2002, Wirtschaftskammer Österreich
Schlammbehandlung und Entsorgung
ÖWAV / TU – Workshop September 2000, TU-Wien
ISBN 3-85234-068-3 30

178 **Arzneimittel in der aquatischen Umwelt (2002)**
ÖWAV Seminar 2002, BOKU Wien
ISBN 3-58234-069-1 30

179 **Untersuchungen zur Entfernung natürlicher radioaktiver Stoffe aus Trinkwasser und Überblick zu deren Verbreitung in Österreich (2002)**
Staubmann, K.
ISBN 3-85234-070-5 i.V.

180 **Zum Fließwiderstandsverhalten flexibler Vegetation (2002)**
Stephan, U.
ISBN 3-85234-071-3 30

181 **Understanding and Estimating Floods at the Regional Scale (2002)**
Merz, R.
ISBN 3-85234-072-1 30

182 **Kanalmanagement - Neues Schlagwort oder alte Herausforderung ? (2003)**
ÖWAV Seminar 2003, BOKU Wien
ISBN 3-85234-073-X i.V.

183 **Fortbildungsseminar Abwasserentsorgung (2003)**
ÖWAV Seminar Februar 2003, TU-Wien
ISBN 3-85234-074-8 40

184 **Klärschlamm (2003)**
ÖWAV Seminar November 2003, TU-Wien
ISBN 3-85234-075-6 30

185 **Nachhaltige Nutzung von Wasser (2003)**
Endbericht zu Modul MU11 im Rahmen des Forschungsschwerpunktes „Nachhaltige Entwicklung österreichischer Kulturlandschaften“
ISBN 3-85234-076-4 30

186 **Inspektion von Kanalisationen (inkl. Umsetzung ÖNORM EN 13508-2)**
ÖWAV-Informationsveranstaltung 2004, BOKU Wien
ISBN 3-85234-077-2 30

187 **Datengewinnung, -verwaltung und -nutzung in der Wassergütewirtschaft (2004)**
ÖWAV Seminar März 2004, TU-Wien
ISBN 3-85234-078-0 40

188 **CSB-Elimination in höchstbelasteten Belebungsstufen und ihre Auswirkung auf die Stickstoffelimination von zweistufigen Anlagen unter dem Gesichtspunkt der mathematischen Modellierung (2004)**
Haider, S.
ISBN 3-85234-079-9 30

189 **Entwicklung einer Methode für den technisch wirtschaftlichen Vergleich von Abwasserreinigungsanlagen als Grundlage für eine Kostenoptimierung**
Lindtner, S.
ISBN 3-85234-080-2 25

Blaue Reihe

In der „Blauen Reihe“ erscheinen Projektberichte des Instituts für Wassergüte und Abfallwirtschaft, die von allgemeinem Interesse sind und aufwendig in 4-Farbendruck und A4 Größe produziert werden.

Folgende Bände sind erhältlich:

Band Nr		Preis €
001	**Abwasserentsorgung Lainsitztal** **Begutachtung in technischer, wirtschaftlicher und ökologischer Hinsicht** 1996, 321 Seiten + umfangreicher Datenteil, 60 Abbildungen, Plan	**vergriffen**
002	**Adaptierung von Oberösterreichischen Tauchkörperanlagen in Hinblick auf die Anforderungen der 1.AEV für kommunales Abwasser** 1998, 182 Seiten + umfangreicher Datenteil, 70 Abbildungen	**43,60**
003	**Nährstoffbilanzen der Donauanrainerstaaten** **Erhebung für Österreich** 1998, 166 Seiten + umfangreicher Datenteil, 55 Abbildungen	**43,60**
004	**Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwasser** 2002, 256 Seiten + CD	**60,00**

Alle Bestellungen sind zu richten an:

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien
Bestellung Wiener Mitteilungen

Karlsplatz 13/2261
1040 Wien

Fax Bestellungen an: +43 / 1 / 58801 - 22699
E-Mail Bestellungen an: iwag@iwag.tuwien.ac.at

Die Bände sind zu beziehen bei:

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13/226, A-1040 Wien

Band: 12, 15, 16, 20, 28, 34, 35, 36, 37, 47, 49, 53, 54, 56, 57, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 69, 73, 81, 82, 84, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 105, 107, 108, 110, 114, 116, 117, 121, 125, 127, 129, 130, 134, 135, 137, 138, 139, 140, 141, 143, 145, 147, 152, 153, 155, 156, 157, 158, 159, 161, 162, 166, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 183,184, 187, 188, 189

Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft
der Technischen Universität Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Band: 1, 2, 8, 9, 17, 21, 23, 26, 30, 31, 41, 42, 52, 66, 68, 74, 90, 91, 92, 102, 122, 132, 148, 164, 180,181

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 18, 19, 32, 38, 43, 44, 45, 48, 50, 55, 59, 60, 70, 75, 78, 86, 89, 93, 101, 106, 109, 113, 123, 144, 160, 165, 167, 169

Institut für Wasservorsorge, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft
der Universität für Bodenkultur,
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 22, 29, 39, 40, 46, 67, 71, 72, 76, 77, 80, 83, 85, 87, 88, 94, 103, 112, 115, 118, 120, 124, 126, 128, 131, 133, 136, 142, 146, 150, 154, 163, 167, 168, 169, 178, 179, 182, 185, 186

Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft
der Universität für Bodenkultur
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 119, 149, 151, 170