

# **WIENER MITTEILUNGEN**

**WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER**

## **Fortbildungsseminar Abwasserentsorgung**

**Band 183 - Wien 2003**

# **WIENER MITTEILUNGEN**

**WASSER • ABWASSER • GEWÄSSER**

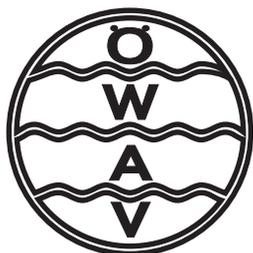
**Band 183**

## **Fortbildungsseminar Abwasserentsorgung**

ÖWAV - Seminar - Wien 2003  
TU Wien  
26. - 27. Februar 2003

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

## Veranstalter



Österreichischer  
Wasser- und  
Abfallwirtschaftsverband

Marc - Aurel - Straße 5  
1010 Wien



Institut für Wassergüte  
und Abfallwirtschaft  
TU- Wien

Karlsplatz 13 / 226  
1040 Wien

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Karlsplatz 13/226; 1040 Wien  
Tel: + 43 1 58801 - 22611  
Fax: + 43 1 58801 - 22699  
Mail: [iwag@iwag.tuwien.ac.at](mailto:iwag@iwag.tuwien.ac.at)

Alle Rechte vorbehalten.

Ohne Genehmigung der Herausgeber ist es nicht gestattet,  
das Buch oder Teile daraus zu veröffentlichen  
© Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft TU-Wien, 2003  
Druck: Riegelnik  
1080, Piaristengasse 19

ISSN 0279 - 5349  
ISBN 3 - 85234 - 074 - 8

## Inhaltsverzeichnis

Helmut Kroiss, Christoph Lampert, Matthias Zessner Flussgebietmanagement am Beispiel des Nährstoffmanagements im Donaeinzugsgebiet	1 - 23
Norbert Kreuzinger, Karin Deutsch Einteilung österreichischer Fließgewässer nach allgemein chemischen Parametern	25 - 50
Matthias Zessner, Birgit Vogel, Alfred Paul Blaschke, Gerhard Kavka und Andreas Farnleitner Untersuchungen zur Beeinflussung des Grundwassers durch die Versickerung von gereinigtem Abwasser	51 - 89
Robert Fenz Strategien der Kanalstandhaltung	91 - 118
Robert Fenz, Wolfgang Rauch Mischwasserbehandlung – Anforderungen und Ermittlung der erforderlichen Maßnahmen mit Hilfe der Modellierung	119 - 148
Peter Krebs Dynamik im integrierten Abwassersystem	149 - 167
Peter Schweighofer, Alexander Lengyel Steuerung der hydraulischen Belastung der RKL Linz-Asten im Mischwasserfall	169 - 193
Stefan Lindtner, Matthias Zessner Abschätzung von Schmutzfrachten in der Abwasserentsorgung bei unvollständiger Datenlage	195 - 227

Christine Helmer-Madhok Stickstoffentfernung auf Kläranlagen – Bewährte und neue Wege	229 - 266
Brigitte Nikolavcic Biofilmverfahren – State of the art	267 - 303
Karl Heinz Greil Membranbelebungsverfahren – State-of-the-art	305 - 324
Wilhelm Frey; Christian Thonhauser Betriebsprobleme mit Druckbelüftungssystemen	325 - 350
Karl Svardal, Stefan Lindtner Modellunterstützte Optimierung der simultanen Nitrifikation – Denitrifikation	351 - 388
Stefan Lindtner, Otto Nowak, Karl Svardal Definition der Begriffe „Belastung“ und „Auslastung“	389 - 402
Anton Rattensperger Erfahrungen mit „Benchmarking von Kläranlagen“ am Beispiel der ARA-Unterpinzgau	403 - 406
Josef Dengg Erfahrungen mit „Benchmark von Kläranlagen“ am Beispiel der ARA-Strass	407 - 430
Leopold Prendl Technische Aspekte der funktionalen Ausschreibung von Abwasseranlagen	431 - 457
Brigitte Gutknecht Vergaberechtliche Aspekte der funktionalen Ausschreibung von Abwasseranlagen	459 - 490

# Flussgebietmanagement am Beispiel des Nährstoffmanagements im Donaueinzugsgebiet

Helmut Kroiss, Christoph Lampert, Matthias Zessner

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien

**Kurzfassung:** Die EU Wasserrahmenrichtlinie fordert, dass die Bewirtschaftung von Wasser und Gewässern im Rahmen von Flussgebieten erfolgen muss. Dies ist insbesondere im Donaauraum ein Problem, weil kein anderes großes Flussgebiet so vielfältig ist in Hinblick auf die Anzahl der Staaten, die betroffen sind, der wirtschaftlichen und politischen Vergangenheit, die Vielzahl der Sprachen, Traditionen und Religionen. Wegen des großen Wasserreichtums der Donau können Stoffkonzentrationen deutlich unter den Grenzwerten für eine anzustrebende Qualität des Fließgewässers zu Stofffrachten führen, die insbesondere im Schwarzen Meer zu empfindlichen Verschlechterungen der Qualität der Küstengewässer führen können. Das in der Vergangenheit größte Problem stellten die zunehmenden Eutrophierungserscheinungen an der touristisch relevanten Westküste des Schwarzen Meeres (BG, RO) dar. In einem großen internationalen Forschungsprojekt sollen die Zusammenhänge zwischen der Eutrophierung an der Westküste des Schwarzen Meeres und dem Nährstoffmanagement im Donaueinzugsgebiet untersucht werden.

**Key-Words:** Flussgebietsmanagement, Eutrophierung in Küstengewässern, Nährstoffhaushalt, diffuse Nährstoffbelastung

## 1 Einführung

Die EU Wasserrahmenrichtlinie (2000/60 EC) setzt neue Maßstäbe für die Bewirtschaftung der Gewässer im Interesse einer nachhaltigen Entwicklung der menschlichen Gesellschaft in einer gesunden Umwelt in der Europäischen Union. Ein wesentlicher und auch international neuer, Gedanke beherrscht das Gesetzeswerk: Herstellung eines guten Zustandes aller Gewässer, der durch chemisch-physikalische, ökologische und hydromorphologische Kriterien

definiert ist samt einem zeitlich definierten Umsetzungsplan. Der Begriff „Gewässer“ umfasst das Grundwasser, die Oberflächengewässer (Flüsse und Seen), die Übergangsgewässer (vom Land zum Meer) sowie alle Küstengewässer. Die Bewirtschaftung der Gewässer muss im Rahmen von Flussgebieten erfolgen, wobei das Flussgebiet im hydrologischen Sinne zu verstehen ist, es umfasst auch die beeinflussten Küstengewässer. Um letzteres auch in die Praxis umzusetzen, sind so genannte Flussgebiets-Bewirtschaftungspläne (FBP) zu erstellen. Dies ist in internationalen Flussgebieten keine einfache Sache. Es muss zwar nach der WRRL nicht unbedingt ein von allen Staaten gemeinsam erarbeiteter FBP der EU vorgelegt werden, aber es muss jedes Land für seinen Anteil angeben, wie es seine Bewirtschaftung vorsieht, aber der Plan muss im Einklang mit dem Ziel stehen, im gesamten Einzugsgebiet einen guten Zustand aller Gewässer zu erreichen.

## **2 Beispiel Donau**

Die Nährstoffeinträge über die Donau in das Schwarze Meer haben insbesondere in den Jahren von 1980 bis 1990 zu einer laufenden Verstärkung von Eutrophierungsproblemen (Algenblüten und andere Beeinträchtigungen der Gewässergüte) an der touristisch stark genutzten Küste von Rumänien und Bulgarien beigetragen. Nachdem zu diesen anthropogenen Belastungen alle Staaten des Einzugsgebietes beitragen, die Güte der Küstengewässer geschützt werden muss, ist ein Bewirtschaftungsplan für die Nährstoffe im gesamten hydrologischen Einzugsgebiet erforderlich. Für diesen Bereich der Bewirtschaftung ist es daher notwendig, eine wenn möglich international verbindliche Lösung des Problems zu erzielen, die dann Grundlage für die nationalen Bewirtschaftungspläne sein kann.

Sowohl in der EU als auch weltweit stellt das Donaueinzugsgebiet für die Bewirtschaftung von Gewässern einen Sonderfall dar: derzeit haben 18 Staaten Anteil an dem Flussgebiet, zumindest 13 davon einen wesentlichen. Österreich liegt zu fast 95% im Donaauraum und ist von dieser Situation stark betroffen. Die 13 Staaten sind: Deutschland, Österreich, Tschechische Republik, Slowakische Republik, Ungarn, Slowenien, Kroatien, Bosnien Herzegowina, Serbien-Montenegro, Bulgarien, Rumänien, Moldawien, Ukraine.

Tabelle 1: Kurzcharakteristika von Donau und Schwarzem Meer

Donau	Länge	2.857 km
	Einzugsgebiet	817.000 km <sup>2</sup> ; umfasst wesentliche Anteile von 13 Staaten
	Bevölkerung	85 Millionen im Einzugsgebiet
	Abfluss Mündung	6.500 m <sup>3</sup> /sec
Schwarzes Meer	Einzugsgebiet	2,3 Millionen km <sup>2</sup>
	Bevölkerung	190 Millionen
	Oberfläche	461.000 km <sup>2</sup>
	Mittlere Tiefe	1.240 m
Westlicher Küstenbereich Schwarzes Meer	Oberfläche	30.000 km <sup>2</sup>
	Durchschnittliche Tiefe des Schelfs	ca. 140 m

## 2.1 Immisionsansatz oder frachtbezogene Schutzmaßnahmen?

Zufolge des wasserreichen Oberlaufes der Donau vom Ursprung bis etwa Wien (Alpenbereich von Bayern und Österreich) und der Nebenflüsse Mur und Drau sind die durch anthropogene Stoffströme bedingten Konzentrationen beim Ausfluss aus Österreich kein großes Problem. Sie liegen fast durchwegs deutlich unter den Grenzwerten für den „guten Zustand“. Die Kombination von großen Abflussmengen und geringen Stoffkonzentrationen führt dennoch zu relativ großen Jahresfrachten an Nährstoffen (Stickstoff und Phosphor).

Zur Verdeutlichung: Die Wassermenge, d.h. das Verdünnungspotential, lässt sich aus dem Niederschlag abzüglich der verdunsteten Wassermenge berechnen. In der folgenden Abbildung 1 werden die nationalen N-Emissionen, die in der Studie „Nutrient Balances for Danube Countries“ (PHARE, 1997) erhoben wurden, auf das national gebildete Verdünnungspotential bezogen und die daraus rechnerisch resultierenden N-Konzentrationen dargestellt. Es zeigt sich deutlich, dass die errechneten N-Konzentrationen in wasserreichen Ländern niedrig und in wasserarmen Gebieten hoch sind. In Ungarn (mittlerer Abfluss unter 100 mm/a) sind die resultierenden Konzentrationen siebenmal höher als in Österreich (655 mm/a Abfluss) und fünfmal höher als in Slowenien (rund 600 mm/a).

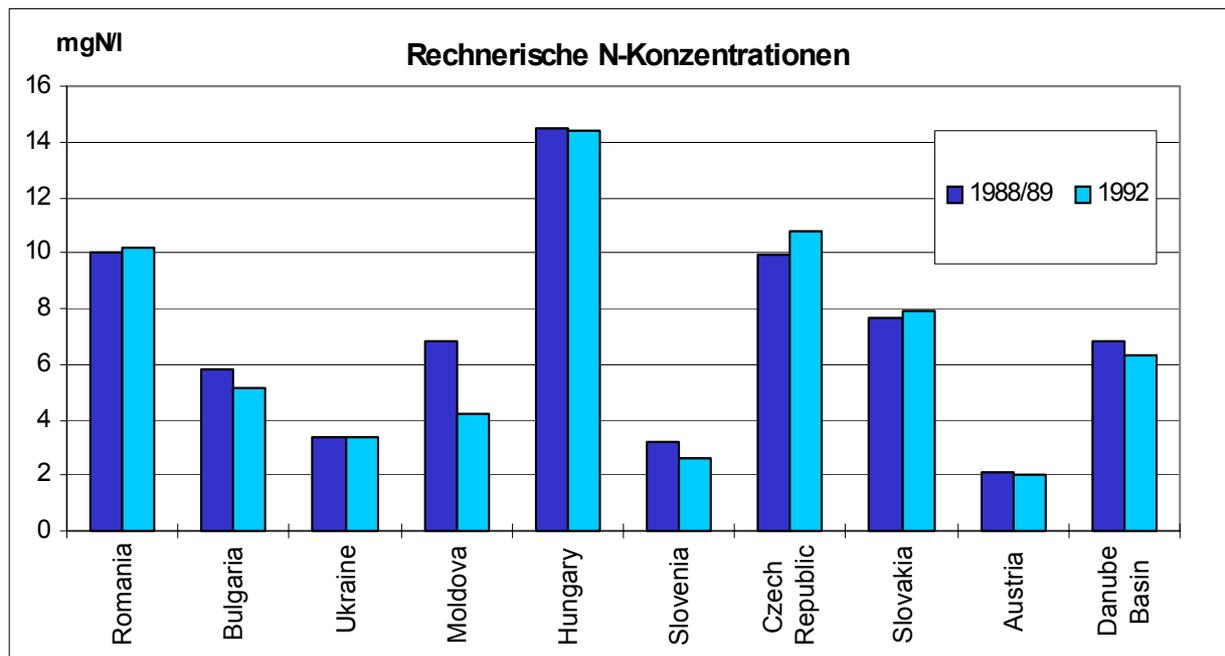


Abbildung 1: Potentiale zur Verdünnung von N nach Ländern gegliedert (PHARE, 1997)

Die Werte dieser Klassifizierung sind stark von den klimatischen Verhältnissen beeinflusst. Würden sich Reduktionsmaßnahmen nur an den Konzentrationen in den lokalen Gewässern orientieren, dann dürften Staaten mit höheren Verdünnungspotentialen spezifisch mehr emittieren als andere. Dieser „Vorteil“ wird jedoch durch höhere Auswaschungsgefährdung von Nährstoffen aus der Landwirtschaft und schlechteren Denitrifikationsbedingungen im Grundwasser z.T. kompensiert.

Die Vermeidung bzw. die Verringerung der Stoffströme von N und P muss sich jedoch an den für die Küstengewässer des Schwarzen Meeres tolerierbaren Jahresfrachten orientieren. Die alleinige Anwendung des Immissionsprinzips (Einhaltung aller Grenzwerte für die Konzentration von N und P im Fließgewässer) für die Donau in den einzelnen Staaten reicht nicht aus, das Problem zu lösen.

## 2.2 Einflüsse auf Nährstoffemissionen im Donauraum

Die Nährstoffemissionen im Donauraum waren gekennzeichnet durch einen starken Anstieg der N- und P-Frachten zwischen den 60iger Jahren bis Ende der 80iger Jahre.

Der Anstieg der Nährstofffrachten in der Donau (zumindest seit 1960) hatte mehrere Ursachen. Die Wichtigsten sind:

- Massive Steigerung des Einsatzes von Düngemitteln in der Landwirtschaft mit starker Erhöhung der flächenspezifischen Produktion
- Starker Ausbau der kommunalen Wasserversorgungs- und Abwasserableitungssysteme vor allem in den Ballungsgebieten ohne gleichzeitigem Bau von entsprechenden Abwasserreinigungsanlagen, so dass die Nährstoffe direkt in die Flüsse eingeleitet werden
- Abwanderung der Bevölkerung aus den ländlichen in die städtischen Gebiete, sodass der Anteil der Abwässer die in die Flüsse gelangen zunahm
- Steigerung des Fleischkonsums bei der Ernährung und damit verbunden der Tierproduktion, welche erhöhte Nährstoffverluste zur Folge hat, insbesondere bei Massentierhaltungen
- Anstieg der Luftverunreinigung mit  $\text{NO}_x$  zufolge von Verbrennungsprozessen (Autoverkehr, Industrie), die zu einem flächenhaften Nährstoffeintrag über den Niederschlag führte
- Landwirtschaftliche Praxis, die zu erhöhter Bodenerosion durch Wind und Regen führte

Durch den ökonomischen Zusammenbruch der ehemals kommunistischen Staaten hat sich die Situation teilweise massiv gewandelt.

Wie aus der obigen Aufzählung der Ursachen ersichtlich ist, sind sowohl punktförmige als auch diffuse Quellen für die Probleme verantwortlich, doch sind die diffusen stärker ausgeprägt und schwerer zu steuern.

In Österreich und Deutschland wurden technische Maßnahmen zur Verminderung der Nährstoffeinträge aus den Punktquellen bereits seit Jahren

und Jahrzehnten erfolgreich umgesetzt. So sank die P-Fracht der Donau bei Wien um fast 50% von rund 15 ktP Mitte der 80iger Jahre auf etwa 8 ktP Mitte der 90iger Jahre. Bei Stickstoff konnte für diesen Zeitraum ein leicht abnehmender Trend festgestellt werden (Zessner, 1999).

Insgesamt fielen 1992 in den Donauländern, die in der PHARE Studie betrachtet wurden, in den Abwässern 400 kt Stickstoff und 80 kt Phosphor an, davon entstammen zwei Drittel aus den Haushalten und ein Drittel aus der Industrie. 1992 waren etwa 50% der Bevölkerung im Donaueinzugsgebiet an ein Kanalsystem angeschlossen. Etwa 20% des Abwassers gelangten ohne Behandlung direkt aus dem Kanalsystem in die Vorfluter, etwas mehr als 12% der durch Kanalisationen gesammelten Abwassermenge wurde nur mechanisch behandelt. Vom erfassten Abwasser wurden nur ca. 20% einer weitergehenden Abwasserbehandlung (Nitrifikation/ Denitrifikation, und/oder Phosphorentfernung) zugeführt, wobei diese Behandlungen nur in Deutschland, Österreich, Tschechien und Ungarn angewandt wurden. Rund 80 kt N und fast 15 kt P aus häuslichen und industriellen Abwässern wurden ohne Behandlung direkt in die Oberflächengewässer eingeleitet. Aus den Kläranlagenabläufen gelangten knapp 110 kt N und 25 kt P in die Vorfluter.

In Rumänien gab es eigene Kläranlagen zur Behandlung eines Teils der anfallenden Gülle, die weitere 60 kt N und 15 kt P enthält. Diese Anlagen emittierten über die Abläufe ca. 45 kt N und 9 kt P. Zum Vergleich dazu: die Direkteinleitungen an Gülle betragen 1992 ca. 100 kt N und 20 kt P – diese Menge entsprach in etwa den Nährstoffeinträgen über die Kläranlagenabläufe!

Von den Nährstoffmengen in Abwässern und behandelter Gülle werden lediglich 15% des N und 15 bis 20% des P in Form von Klärschlamm bzw. Senkgrubenräumgut dem Abwasser bzw. der Gülle entzogen. Der Großteil gelangte somit unkontrolliert in die Umwelt.

In der Zwischenzeit sind auch auf dem Gebiet der diffusen Quellen in Deutschland und Österreich rückläufige Tendenzen festzustellen. So konnte mit einem großen Aufwand an technischen und organisatorischen Maßnahmen (Verbesserung der Düngepläne, der Bodenbearbeitungs- und Anbaumethoden in der Landwirtschaft und Einführung der Entstickung bei den Abgasen aus Kraftfahrzeugen und industriellen Verbrennungsprozessen bei der zumindest ab etwa 1990 die Zunahme der diffusen Emissionen in der Donau gestoppt werden.

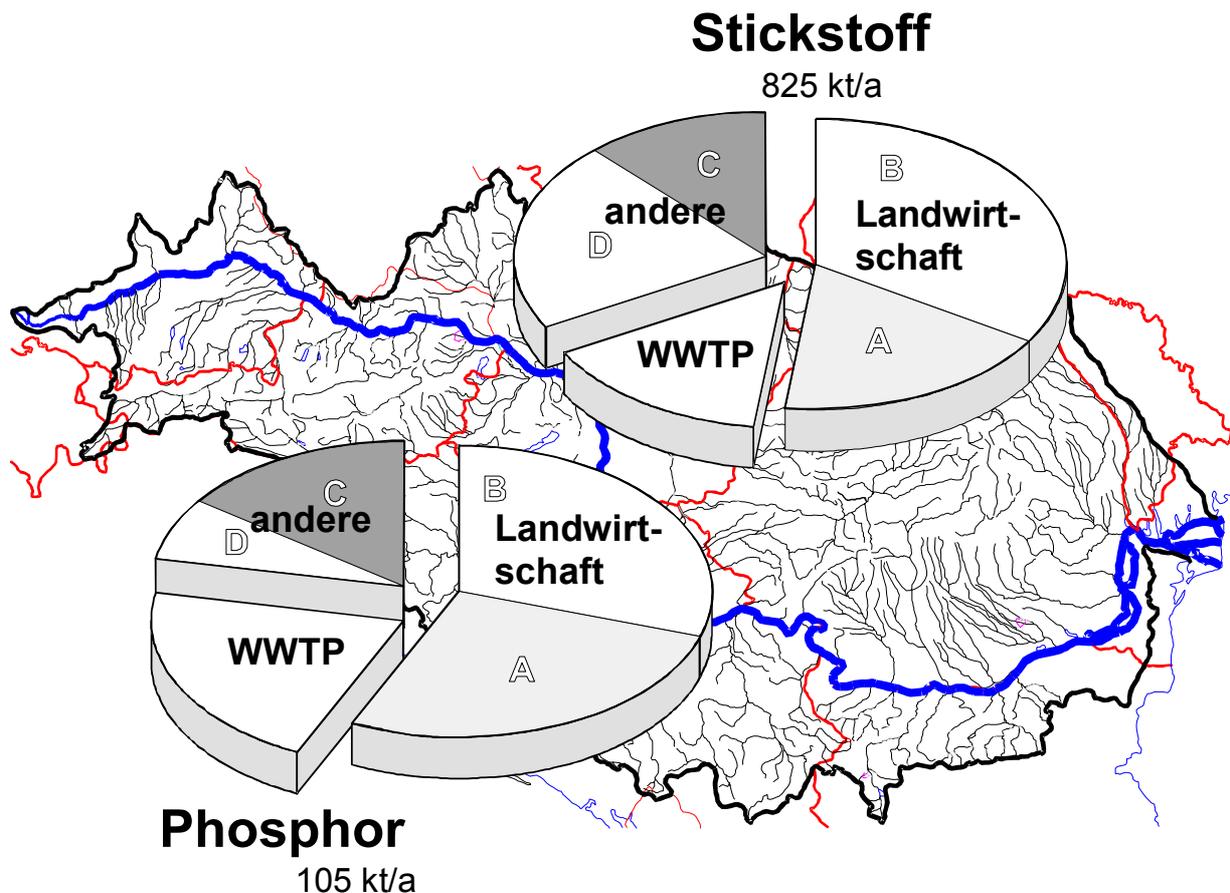


Abbildung 2: Quellen von Nährstoffen im Donaeinzugsgebiet 1992 (PHARE, 1997)  
(Frachten ohne Jugoslawien, Kroatien und Bosnien-Herzegowina)

*Landwirtschaft: A repräsentiert direkte Einträge (Bsp. via Gülle-Behandlungsanlagen), B repräsentiert Einträge über Erosion und Nährstoffauswaschung; WWTP: Abwasserreinigung; andere: C Direkteinleitungen von Haushalten und Industrie; D diffuse Einträge über die Forstwirtschaft (Erosion, Auswaschung)*

In den Staaten östlich von Österreich hat die politische Wende zu einer dramatischen Verschlechterung der wirtschaftliche Situation geführt, in deren Folge ein großer Teil der Industrie zusammengebrochen ist (insbesondere z.B. viele Massentierproduktionsanlagen), die Erweiterung der Kanalnetze fast gestoppt wurde und in der Landwirtschaft der Einsatz von Handelsdüngern dramatisch zurückgegangen ist. In Abbildung 3 ist der N-Handelsdüngereinsatz im Donauraum von 1969 bis 2000 aufgetragen. Der N-Einsatz fiel von rund 3000 kt N (80iger Jahre) um 50% auf ca. 1500 kt N. Für P ergibt sich ein noch stärkerer Rückgang - der P-Einsatz sank von 750 kt P in den 80iger Jahren auf rd. 200 kt P.

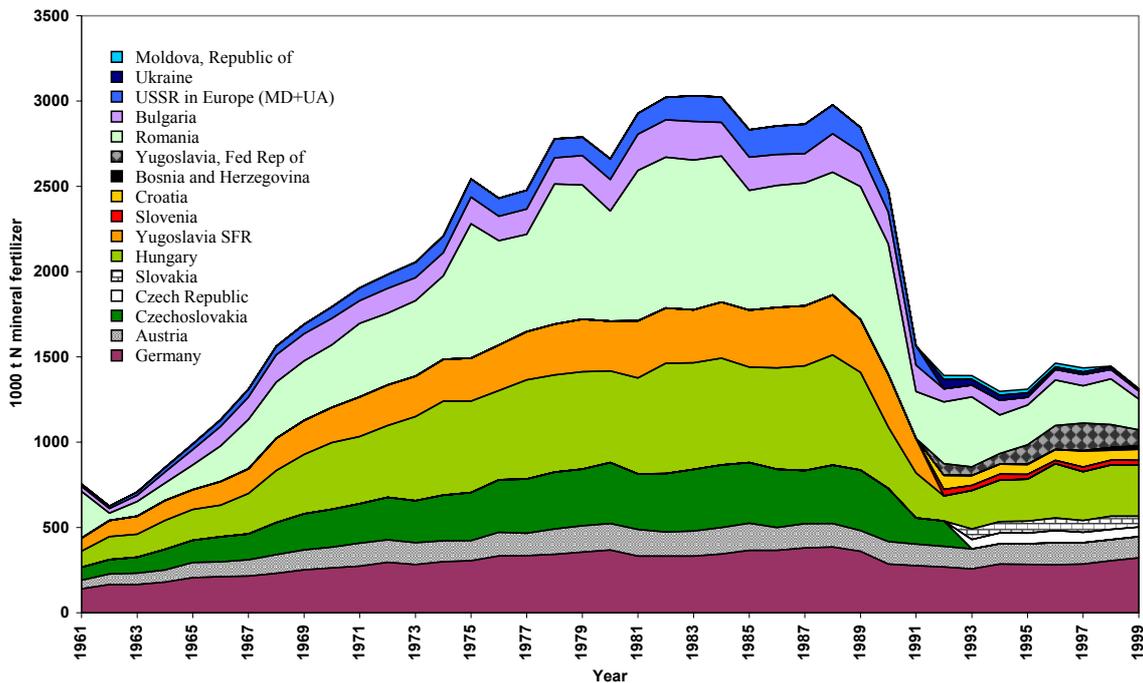


Abbildung 3: Entwicklung des N-Handelsdüngereinsatzes im Einzugsgebiet des Schwarzen Meeres und im Donaunraum (Anm.: USSR ab 1992 Moldawien und Ukraine)

Trotz des relativ geringen Anteils von Kanalnetzen mit Kläranlagen und noch geringem Anteil von solchen mit Nährstoffentfernung in den MOE Staaten (PHARE, 1997), haben die Nährstofffrachten aus diesen Staaten soweit abgenommen, dass sich die Güte der Küstengewässer erheblich verbessert hat.

### 3 Probleme der Bewirtschaftung des Donaueinzugsgebietes

In Zusammenhang mit den Anforderungen aus der WRRL ergeben sich nun eine Reihe schwieriger Probleme bei der Erstellung eines Flussgebietsbewirtschaftungsplanes für die Donau. Eine Vielzahl von schwierigen und teilweise politisch brisanten Fragen sind zu klären:

- Welche Nährstoffe beeinflussen entscheidend die Gewässerqualität im Schwarzen Meer (N, P, Si?)
- Welche Nährstofffrachten führen im Schwarzen Meer zu einer nachhaltigen Gewässerqualität und wie kann diese definiert werden
- Welche Nährstofffracht darf jeder Staat aus seinem Gebiet in die Donau ableiten, und wie kann dies eindeutig bestimmt werden

- Nach welchen Kriterien wird dieser Immissionsspielraum auf die einzelnen Länder aufgeteilt und woran wird die Einhaltung dieser Aufteilung gemessen (bis hin zum Handel mit Verschmutzungszertifikaten)
- Wie, und vor allem auch wie rasch, wirken sich Maßnahmen zur Verringerung der Nährstoffverluste aus punktförmigen und diffusen Quellen auf die Nährstoffflüsse in die Donau und schließlich in das Schwarze Meer aus
- Wie können die Nährstoffflüsse ohne schwerwiegende Auseinandersetzungen und Wettbewerbsverzerrungen verringert werden

Um alle diese Fragestellungen in eine Lösungsstrategie des Eutrophierungsproblem im Schwarzen Meer umsetzen und dann auch international vertraglich regeln zu können, muss man (i) die Zusammenhänge zwischen den anthropogen verursachten Stoffströmen und ihrer Auswirkung auf alle Gewässer (inklusive Grundwasser) sowie (ii) den Zusammenhang zwischen der Wirtschaft und den Nährstoffströmen verstehen und quantitativ beschreiben können.

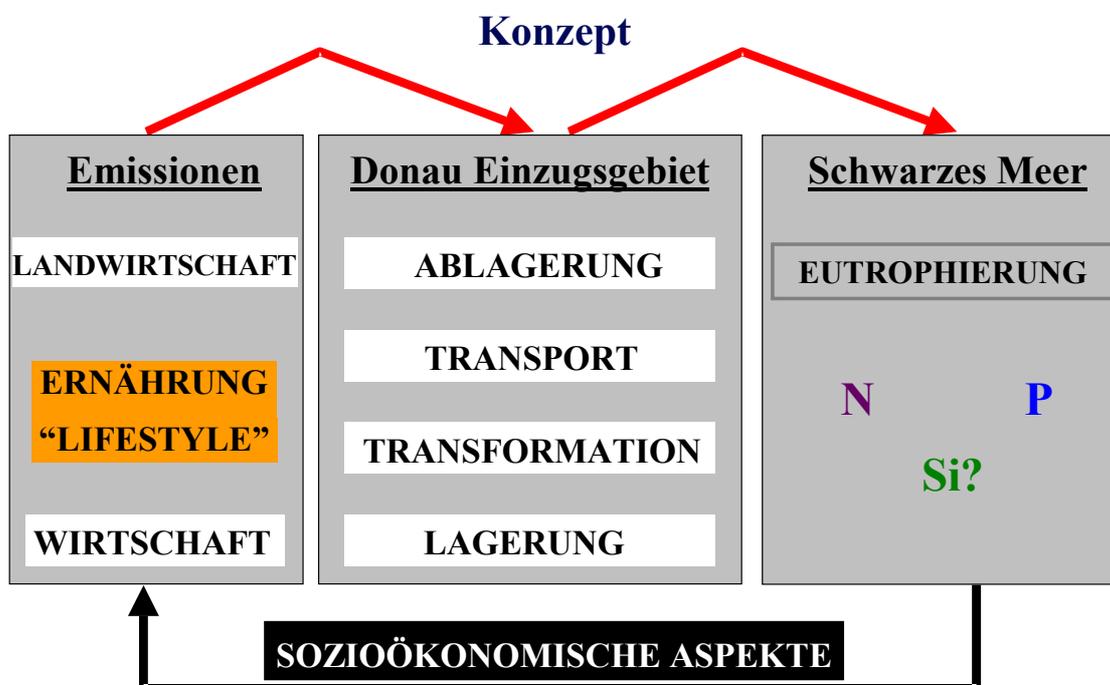


Abbildung 4: Vernetzung des Systems

Nachdem es sich dabei um stark vernetzte komplexe Systemzusammenhänge geht, steht man diesbezüglich noch am Anfang einer neuen Entwicklung, die sehr unterschiedliche Disziplinen zusammenführen muss, will sie letztlich erfolgreich sein. Die wichtigsten Partner sind dabei Naturwissenschaften, Ingenieurwissenschaften, Agrarwissenschaft und Wirtschaftswissenschaft, für die Umsetzung werden dann noch Politik, Medien und Soziologie relevant werden.

Eine umfangreiche Darstellung aller Problembereiche, die für ein Management der Nährstoffe in Flussgebieten berücksichtigt werden müssen, ist bei dem Fortbildungsseminar „Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donaauraum“ vorgetragen und dann veröffentlicht worden (KROISS Hrsg. 1999).

## **4 Kraftakt daNUbs Projekt**

Im Jahre 2001 wurde das EU-Forschungsprojekt daNUbs, “Nutrient management in the Danube Basin and its impact on the Black Sea“ (EVK1-CT-2000-00051) im Rahmen des 5. Rahmenprogrammes gestartet. In diesem Projekt sollen eine Reihe von offenen Fragen in Hinblick auf eine umweltschonende und effiziente Nährstoffbewirtschaftung im Donaauraum einer Beantwortung näher gebracht werden. Bereits seit 2 Jahren arbeitet ein internationales Forscherteam bestehend aus 17 Institutionen aus 7 Ländern an diesem Projekt. Das Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien hat das Projekt eingereicht und fungiert als Koordinator. Die Laufzeit des Projektes beträgt 4 Jahre. Wir stehen derzeit genau in der Mitte dieses Zeitraumes, sodass nicht nur über die Struktur des Projektes und die gewählte Arbeitsweise sondern auch schon über erste Ergebnisse und Probleme berichtet werden kann.

### **4.1 Ziele und Arbeitsplan des Projektes**

Im Wesentlichen hat das daNUbs –Projekt 4 Ziele:

- Erweiterung der Kenntnisse über Quellen, Pfade, Lager, Verluste und Senken von Nährstoffen in großen Flusseinzugsgebieten

- Erweiterung der Kenntnisse über die Auswirkungen von Nährstoffemissionen (N, P, Si) auf die Ökosysteme mit Schwerpunkt Küstengebiete
- Die Entwicklung, Verbesserung und Kombination von Modellen zur Quantifizierung von Nährstoffflüssen in großen Einzugsgebieten
- Die Entwicklung von Szenarien der Nährstoffbewirtschaftung und deren Auswirkungen auf die Wasserqualität sowie auf die sozioökonomische Entwicklung in den Staaten im Donaeinzugsgebiet.

Das Projekt zielt jedenfalls darauf ab „Werkzeuge“ bereitzustellen mit Hilfe derer Entscheidungsträger die Auswirkungen von politischen Entscheidungen auf Nährstoffflüsse im Donauraum und deren Auswirkungen auf die Hydrosphäre vorhersagen können. Die Miteinbeziehung von Vertretern der Internationalen Kommission zum Schutz der Donau sollte die praktische Anwendbarkeit der Projektergebnisse gewährleisten.

Das Projekt verbindet Forschungsergebnisse über Maßnahmen zur Reduktion von Nährstoffemissionen aus verschiedenen Quellen (Landwirtschaft, Ernährung, Luftverschmutzung, Abwasserbehandlung, etc.) mit den Auswirkungen auf Grund- und Oberflächengewässer sowie auf das Schwarze Meer. Thematisch kann das Projekt grob in 4 Blöcke untergliedert werden: Fallbeispiele, Modellierung, Meeresforschung sowie ökonomische Betrachtungen. Der im Projekt zu entwickelnde methodische Ansatz soll auf andere Flusseinzugsgebiete und Küstengebiete übertragbar sein. Der Arbeitsplan ist in Abbildung 5 dargestellt. Er zeigt den Weg vom Systemverständnis über die Verknüpfung der Modelle hin zu den konkreten Vorschlägen.

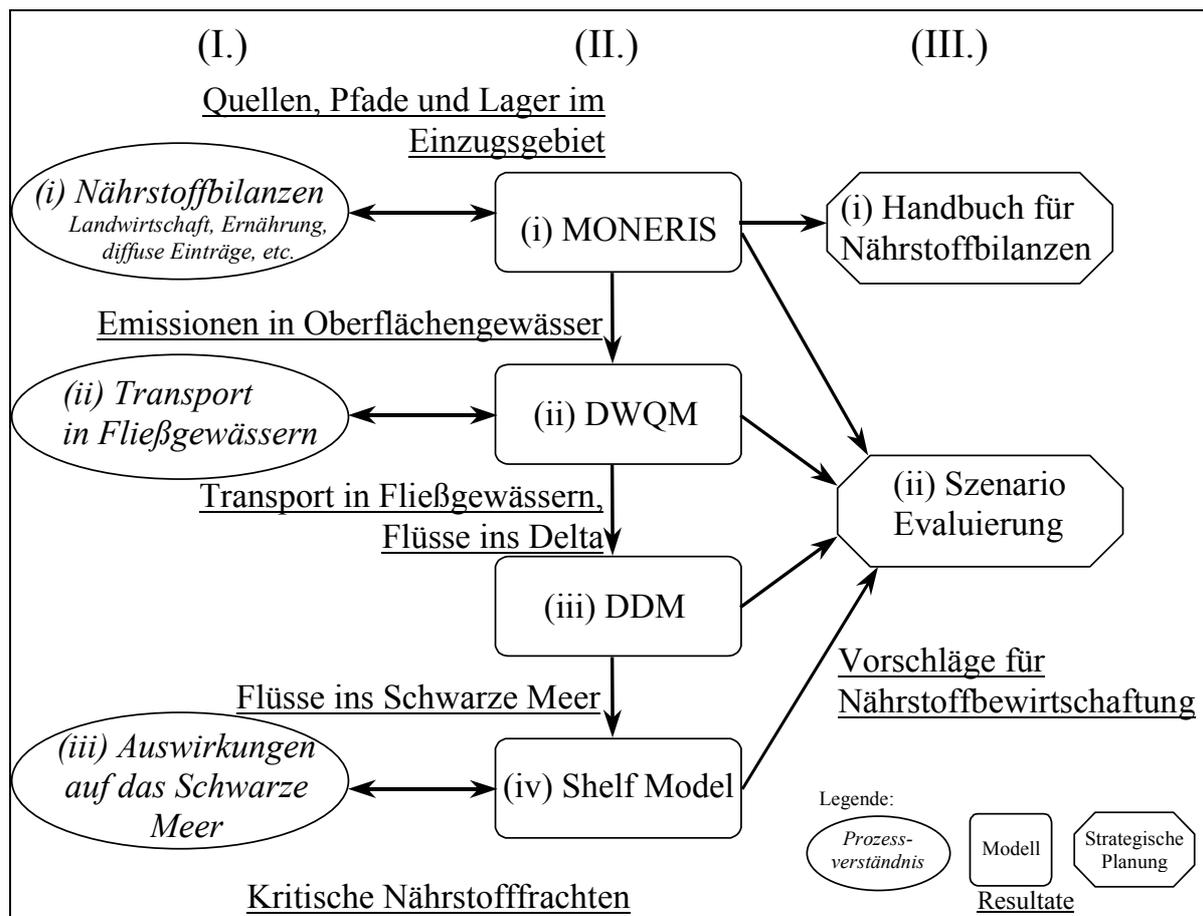


Abbildung 5: Arbeitsplan des daNUbs-Projektes: MONERIS: Modeling Nutrient Emissions in River Systems; DWQM: Danube Water Quality Model, DDM: Danube Delta Model

Die Vermeidung bzw. die Verringerung der Stoffströme von N und P muss sich an den für die Küstengewässer des Schwarzen Meeres tolerierbaren Jahresfrachten orientieren. Diese sind derzeit nicht bekannt, man weiß lediglich, dass in den 1960er Jahren die Küstengebiete noch über eine gute Qualität verfügt haben und dass zur selben Zeit die Nährstofffrachten, die von der Donau transportiert wurden, erheblich geringer waren. Dies ist trotz mäßiger Datenlage eindeutig zu belegen.

## 4.2 Erste Ergebnisse

Im folgenden werden Untersuchungsergebnisse der Wasserqualität im Schwarzen Meer, der Nährstoffbilanzen von kleinen Teileinzugsgebieten, erste ökonomische Resultate sowie ein Ausblick auf die zu erwartenden Szenario-Berechnungen präsentiert.

#### 4.2.1 P, Si und N-Konzentrationen im Schwarzen Meer

Im letzten Jahrzehnt ist die P-Konzentration im Meerwasser bei Constanta, RO, (rund 130 km südlich der Donaumündung) an P stark gesunken und liegt heute bei Werten wie anfangs der 60iger Jahre. Neben den Einträgen über die Donau wurde die Wasserqualität bei Constanta bis 1997 auch durch ein Düngemittelwerk beeinflusst.

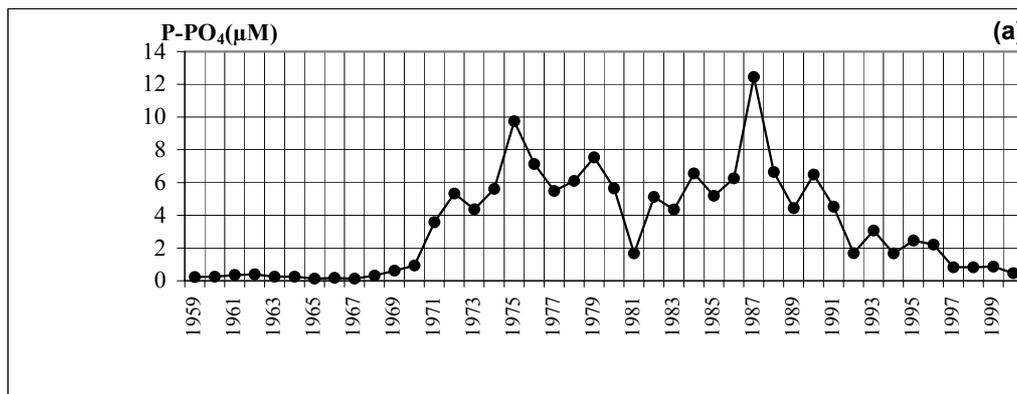


Abbildung 6: PO<sub>4</sub>-P-Konzentrationen im Meerwasser bei Constanta in µM/l

Silizium spielt im Schwarzen Meer eine entscheidende Rolle für die Entwicklungen von Algen. Die Siliziumkonzentrationen zeigen einen anderen Verlauf als jene von P: von Konzentration von teilweise über 60 µM/l sanken die Konzentrationen ab 1975 bei Constanta stark ab und verblieben von 1980 bis 1996 auf einem Niveau von 10 bis 15 µM/l und sind seither wieder auf rund 20 µM/l angestiegen. Durch den Rückgang der Siliziumkonzentrationen fallen die Blüten von Kieselalgen im Frühjahr im Schwarzen Meer schwächer aus. Als Folge der geringen Kieselalgenblüten steht jedoch mehr an N und P den Algenblüten im Frühsommer und Sommer zur Verfügung und verstärken diese Blüten.

Der Abfall Mitte der 70iger Jahre ist (vermutlich?) auf die Errichtung des Staukraftwerkes „Eisernes Tor 1“ zurückzuführen, welches 1971 fertig gestellt wurde. Inwieweit Flusskraftwerke Einfluss auf den Rückhalt von N, P und Si haben, wird im daNUbs Projekt an den Beispielen Gabcikovo und Eisernes Tor 1 ebenfalls untersucht.

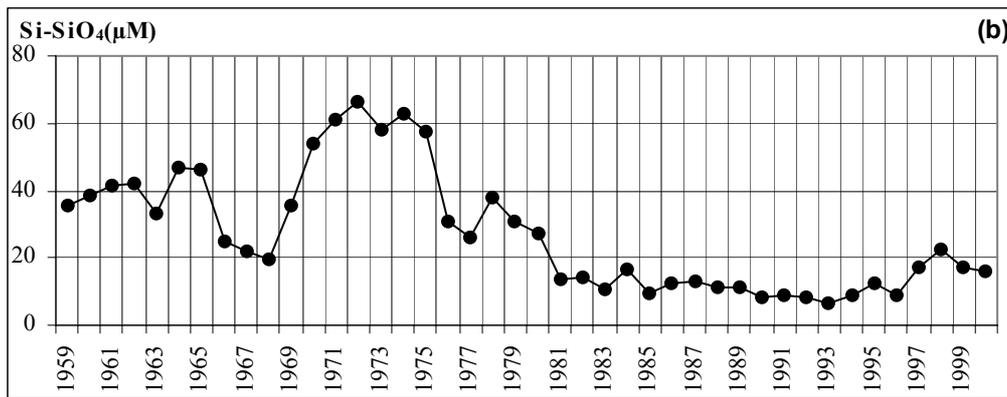


Abbildung 7: SiO<sub>4</sub>-Si-Konzentrationen im Meerwasser bei Constanta in µM/l

Die Gehalte an anorganischem Stickstoff bei Constanta zeigen in den letzten 20 Jahren keine größere Veränderung. Werte für die 60iger Jahre liegen leider keine vor.

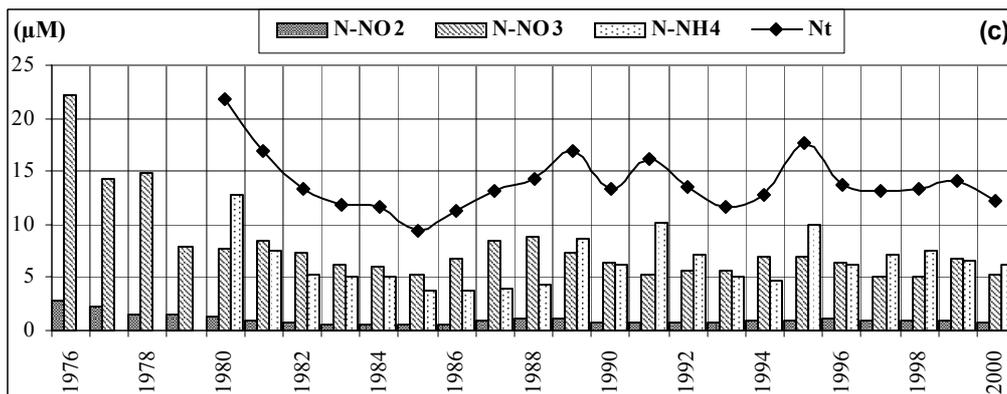


Abbildung 8: N-Konzentrationen im Meerwasser bei Constanta in µM/l

#### 4.2.2 Nährstoffbilanzen von Fallstudien

Die Nährstoffeinträge in das Gewässersystem des Donaeinzugsgebietes sowie der Transport über Nebengewässer und Donau ins Schwarze Meer sollen im Rahmen des daNUbs-Projektes mit Hilfe der Modellansätze MONERIS (Modelling Nutrient Emissions in River Systems, Behrendt *et al.*, 1999) und DWQM (Danube Water Quality Model, van Gils 1999) quantifiziert werden. In Folge soll es möglich werden, ausgehend von Bewirtschaftungsänderungen Szenarien über zukünftige Entwicklungen der Nährstoffeinträge in die Donau und das Schwarze Meer zu berechnen.

Eine Überprüfung der Modellansätze über Messdaten und detailliertere Modellansätze ist nur in kleineren Teileinzugsgebieten möglich. So basiert der MONERIS-Ansatz zur Quantifizierung von Nährstoffeinträgen in die Fließgewässer auf empirischen abgeleiteten Modellansätzen, welche ursprünglich für Deutschland entwickelt und erfolgreich angewandt wurden. Diese Ansätze können nicht ohne weiteres auch für das gesamte Donaeinzugsgebiet mit teilweise doch sehr unterschiedlichen Rahmenbedingungen umgelegt werden. Aus diesem Grund wurden im Rahmen des daNubs-Projektes sechs Teileinzugsgebiete (zwei in Österreich, zwei in Ungarn und jeweils eines in Bulgarien und Rumänien) als Fallstudien ausgewählt um den Nährstoffhaushalt im Detail untersuchen zu können und die für das gesamte Donaeinzugsgebiet gewählten Modelansätze zu überprüfen. Dazu werden neben dem Einsatz dieser Modelle Messprogramme in Grundwasser und Oberflächengewässer durchgeführt und alternative Quantifizierungsansätze verwendet. Abbildung 9 zeigt die Lage der Fallstudien

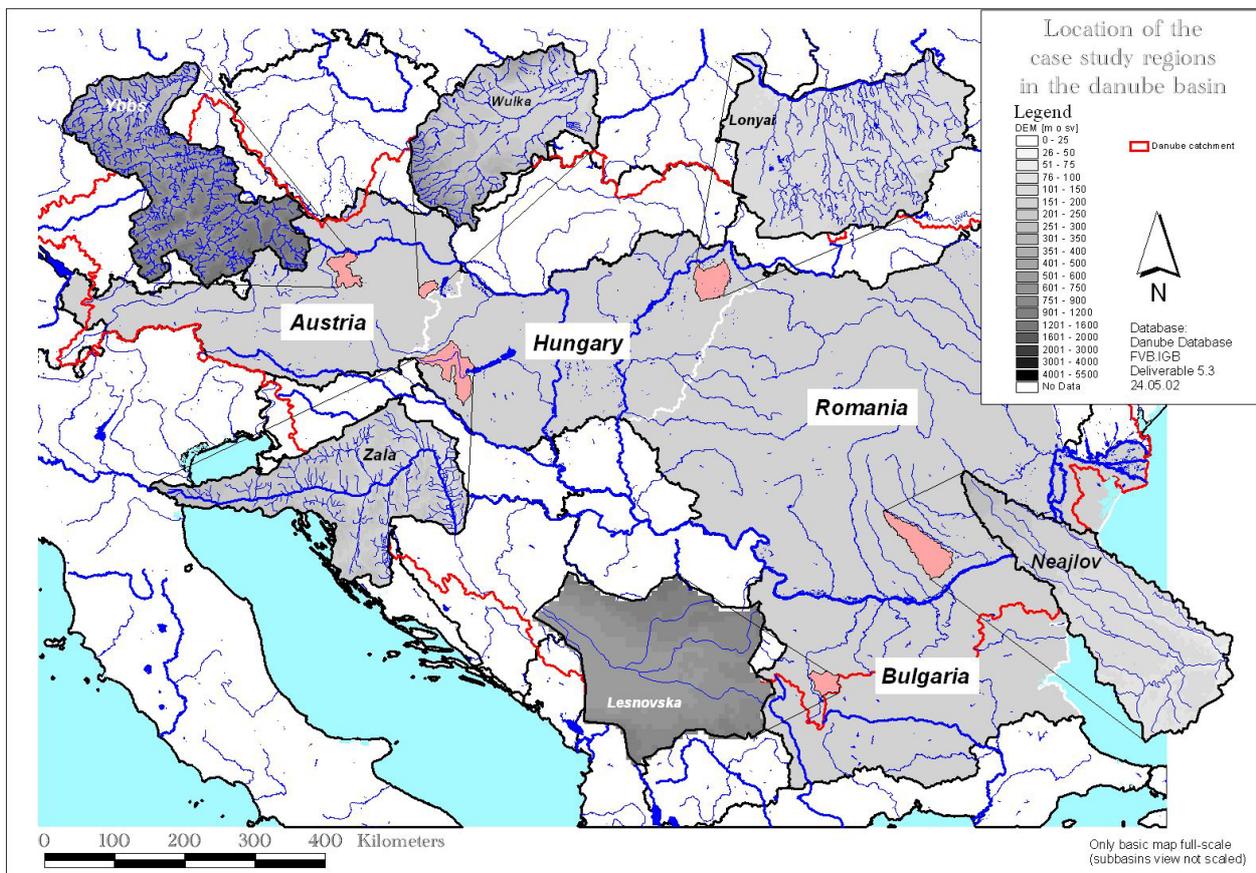


Abbildung 9: Lage der als Fallstudien verwendeten Teileinzugsgebiete

Die folgende Tabelle 2 enthält einige Grunddaten dieser Gebiete:

Tabelle 2: Charakteristika der als Fallstudien verwendeten Teileinzugsgebiete

Land		Österreich		Ungarn		Bulgarien	Rumänien
		Ybbs	Wulka	Zala	Lonyai	Lesnovska	Neajlov
Name des Gewässers							
Gesamtfläche	km <sup>2</sup>	1117	384	1529	2151	1036	3720
Anteil Festgestein	%	75	12	0	0	0	0
Anteil Acker	%	16	54	54	76	34	66
Anteil Grünland	%	29	9	8	4	11	8
N-Düngeranwendung <sup>1)</sup>	kg/ha/a	150	100	40	16	50	~30
P-Düngeranwendung <sup>1)</sup>	kg/ha/a	40	17	7.2	2.5	1.7	~10
Mittleres Gefälle	%	17	4.1	3.9	0.3	13.58	0.22
Mittlerer Niederschlag	mm/a	1300	600	764	615	570	500
Mittlerer Abfluss	mm/a	834	95	115	36	100	72
Bevölkerungsdichte	E/km <sup>2</sup>	68	143	82	150	28	57.4
Kanalanschlussgrad	%	60	95	45	32	25	<10
Dominante Abwasserrinigung <sup>2)</sup>		C, N(D), P	C, N, D, P	C, N(D), P	C, N	-	0, C
Flächenspezifische N-Frachten im Gewässer	kg/ha/a	21	6	4.0	1.4	20	4
Flächenspezifische P-Frachten im Gewässer	kg/ha/a	0.4	0.3	0.3	0.6	0.2 <sup>3)</sup>	-

<sup>1)</sup> Gesamtaufwand (Handelsdünger, Wirtschaftsdünger etc) pro landwirtschaftliche Fläche.

<sup>2)</sup> 0: ohne Reinigung, C: Kohlenstoffentfernung, N: Nitrifikation, D: Denitrifikation, P: Phosphorentfernung;

<sup>3)</sup> Nur Orthophosphat

Grundlage für die Nährstoffbilanzierung ist eine möglichst umfassende Quantifizierung des Wasserhaushaltes mit Separierung der Abflusskomponenten. Im Rahmen der Fallstudien des daNUbs-Projektes wird neben dem Ansatz zur Separierung der Abflusskomponenten des MONERIS Modells, vergleichsweise auch ein Ansatz zur Separierung der Abflusskomponenten über die Abflussganglinie (difga 2000: Schwarze, 2000) sowie das Wasser- und Nährstoffhaushaltsmodell SWAT (Arnold *et al.*, 2001) angewandt. Die Berechnungen der Wasserbilanz sind zum gegenwärtigen Zeitpunkt weitgehend abgeschlossen. Für die Nährstoffbilanzierung liegen erste Ergebnisse vor. Folgendes kann aus den bisherigen Untersuchungen geschlossen werden:

Eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse der Wasserbilanzberechnungen mit den verschiedenen Ansätzen ist nur bedingt möglich, da die unterschiedliche Definition der Abflusskomponenten (z.B. Oberflächenabfluss, Direktabfluss,

Interflow, lateraler Abfluss, Grundwasserabfluss) einen direkten Vergleich nicht immer zulässt.

Der Direktabfluss liegt zumeist in einem Bereich von 20 – 40 % des Gesamtabflusses in einem Gebiet. Die Quantifizierung jenes Anteiles der davon rein oberflächlich abfließt, ist problematisch. Die Ergebnisse, die über den MONERIS-Ansatz für diese Abflusskomponente errechnet werden, sind im Vergleich mit den anderen Ansätzen eher geringer. Der überwiegende Anteil des Abflusses erfolgt über das Grundwasser.

Die Abflusskomponente über Drainagen ist zumeist zwar vergleichsweise gering, spielt aber für die Stickstoffbilanzierung eine entscheidende Rolle, da hier mit den höchsten Stickstoffkonzentrationen zu rechnen ist. Diese Abflusskomponente kann mit Hilfe des MONERIS-Ansatzes getrennt ausgewiesen werden.

Die Erfassung von Hochwasserereignissen ist von entscheidender Bedeutung für die Quantifizierung der Phosphorfrachten in einem Gewässer. Durch die unterschiedliche hydrologische Situation kann es zu großen Unterschieden in Jahresfrachten benachbarter Jahre kommen, auch wenn keine Änderungen in der Bewirtschaftung einer Region vorliegen.

Die Denitrifikation in der Untergrundpassage zwischen Boden und empfangendem Fließgewässer hat einen wesentlichen Einfluss auf die diffusen Stickstoffeinträge. Diese Bilanzgröße dürften über den empirischen Retentionsansatz des MONERIS-Modells für das Grundwasser recht gut erfasst werden. Fließzeiten im Untergrund bzw. Grundwasser, die geologische Situation sowie die Sickerwassermenge sind entscheidende Faktoren, die die Denitrifikation beeinflussen. Generell ist bei niedrigen Sickerwassermengen, langen Aufenthaltszeiten im Grundwasser und Gebieten die von lockeren Sedimenten dominiert werden eine höhere Denitrifikation zu erwarten. Eine wichtige Bedeutung dürften dabei auch ufernahe Bereiche mit wechselnder Ex- und Infiltration spielen.

Für die Größe der flächenspezifischen Einträge (z.B. in kg N/(ha.a)) ist daher neben der Intensität der landwirtschaftlichen Aktivität und der daraus resultierenden Nährstoffüberschüsse auf der Fläche die hydrologische und geologische Situation von entscheidender Bedeutung. Zudem ist in Gebirgs- und

Waldregionen die Stickstoffdeposition als wesentlicher Eintrag in die Böden und letztendlich auch für den Eintrag in die Gewässer zu beachten. So konnte gezeigt werden, dass die flächenspezifischen Einträge an Stickstoff in das Fließgewässer bezogen auf das gesamte Einzugsgebiet im Oberlauf der Ybbs ohne wesentliche landwirtschaftliche Nutzung höher sind als z.B. in den überwiegend ackerbaulich genutzten Gebieten der Wulka oder der Zala.

Generell sind in jenen Gebieten hohe flächenspezifische Nährstoffeinträge zu erwarten, wo ein hoher Anteil an intensiv genutzten Ackerbauflächen und hohe Abfluss bzw. Sickerwassermengen vorhanden sind. Gebiete, wo es im Grundwasser zu Nitratproblemen kommt, werden dagegen in Hinblick auf den Eintrag von Stickstofffrachten in die Fließgewässer geringere Bedeutung haben.

#### 4.2.3 Vergleich der Ökonomischen Verhältnisse

Die ökonomischen Betrachtungen stehen noch am Anfang, da diese vielfach auf den Resultaten der anderen Projektteilnehmer aufsetzen. Als erstes Ergebnis sollen jedoch die großen Unterschiede in der Wirtschaftskraft einzelner Länder im Donaeinzugsgebiet dargestellt werden. Hintergrund der Darstellungen ist jedenfalls, dass eine Erholung der Wirtschaft bzw. deren Neuaufbau in den osteuropäischen Ländern wiederum zu starken Zunahmen der Nährstoffemissionen führen kann. Eine Zunahme ist auch dann zu erwarten, wenn etwa die „gute landwirtschaftliche Praxis“ westeuropäischer Länder angewendet wird.

Tabelle 3: Vergleich der Kaufkraftparitäten in Donauländern (PPP: Kaufkraftparitäten) (ohne Jugoslawien, Bosnien Herzegowina, Moldawien)

Land Jahr 1999	BSP/Kopf EUR, PPP*	EU – Durchschnitt %	Gruppe
EU – 15	21.131	100.00	
Deutschland	22.712	107.50	1
Österreich	23.332	110.40	1
Tschechische Republik	12.010	56.80	2
Slowakische Republik	9.877	46.70	2
Ungarn	10.315	48.80	2
Slovenien	14.362	68.00	2
Kroatien	6.484	30.70	3
Bulgarien	4.758	22.50	3
Rumänien	5.456	25.80	3
Ukraine	3.085	14.60	3

In Abbildung 10 sind die erwähnten Donaustaaten entsprechend ihrer ökonomischen Entwicklung dem Schema von Fourastié zugeordnet. Dieses unterscheidet die ökonomischen Aktivitäten nach drei Sektoren: (i) Primärer Sektor: Landwirtschaft, Forstwirtschaft, Fischerei; Bergbau (ii) Sekundärer Sektor: Industrie, Bau; (iii) Tertiärer Sektor: Handel, Dienstleistungen, Tourismus, Transport, Telekommunikation.

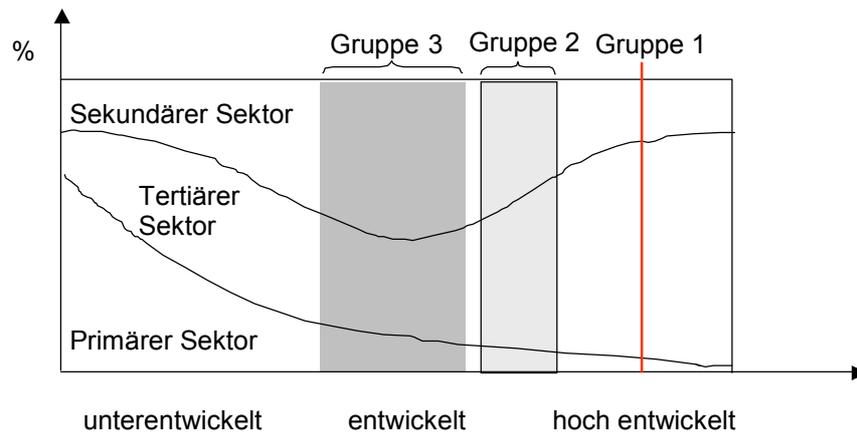


Abbildung 10: Beziehungen zwischen wirtschaftlicher Entwicklung und wirtschaftlichen Aktivitäten für die drei Gruppen von Donauländern (Blaas, Helmel, 2002)

Aus obiger Abbildung kann geschlossen werden, dass große wirtschaftliche Veränderungen zu erwarten sind, sollten diese Osteuropäischen Länder ein ähnliches Pro-Kopf- BSP wie etwa in Deutschland oder Österreich erreichen. Offen bleibt dabei die Frage, ob es diesen Ländern möglich sein wird, Fehlentwicklungen die im Westen aufgetreten sind, beim Wiederaufbau der Wirtschaft im Osten zu vermeiden.

#### 4.2.4 Ausblick auf die Szenario-Berechnungen

Aufbauend auf Nährstoffbilanzen, die den IST-Zustand beschreiben, werden Szenarien entwickelt und berechnet werden. Angefangen von „Business as usual“ bis hin zu einem „Nachhaltigkeitsszenario“ sollen die entsprechenden Auswirkungen/Nährstoffemissionen abgeschätzt werden. Dabei stehen die Abwasserwirtschaft, Landnutzung, landwirtschaftliche Praxis und Ernährung im Vordergrund. Insbesondere soll auch auf lagerbedingte Verzögerungen der Auswirkungen von Maßnahmen eingegangen werden. Die folgende Tabelle 4 gibt einige bereits festgelegte Anhaltspunkte über die zu erarbeitenden Szenarien. Die endgültige Kombination von Randbedingungen ist noch nicht

fixiert. Dementsprechend wurden auch noch keine konkreten Maßnahmen vorgeschlagen. Die Szenarien werden jedenfalls mit Kostenabschätzungen und unter Berücksichtigung der erwarteten ökonomischen Entwicklung in den einzelnen Ländern erstellt werden.

Tabelle 4: Palette an Randbedingungen für Szenarien

Bereich	Palette an Randbedingungen
Abwasserwirtschaft	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Status quo in D + A + Osteuropa</li> <li>➤ Trend wie in den letzten 10 Jahren</li> <li>➤ Osteuropa: wie D + A derzeit (inkl. Verbot von P-hältigen Waschmitteln)</li> <li>➤ D + A: überall N und P Entfernung</li> </ul>
Humanernährung	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Keine Veränderungen</li> <li>➤ Osteuropa wie D+A 2000</li> <li>➤ Reduktion des Fleischkonsums: -50% in D+ A, -25% in Osteuropa</li> <li>➤ Bedarfsorientierter Fleischkonsum in D+A+ Osteuropa</li> </ul>
Landwirtschaft	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Status quo</li> <li>➤ Gute landwirtschaftliche Praxis</li> <li>➤ Orientierung des Pflanzenbaus an lokalem Bedarf</li> <li>➤ Exportorientierung: EU intern, weltweit</li> </ul>

### 4.3 Unerwartete Schwierigkeiten?

Im daNUbs Projekt werden eine Vielzahl von Modellen zur Simulation von Nährstofffrachten verwendet – seien es die Emissionen in die Fließgewässer, der Transport in den Gewässern selbst, bis letztlich die Auswirkungen auf den Schelfbereich des Schwarzen Meeres.

Diese Modelle brauchen zuverlässige „Eckdaten“ an denen die Modelle kalibriert werden können. Dies sind beispielsweise Messergebnisse aus der Fließgewässerbeprobung wie der Durchfluss und die entsprechenden Stoffkonzentrationen. Von besonderem Interesse sind dabei jene Messwerte, die die Nährstofffrachten kurz vor der Mündung der Donau in das Schwarze Meer abbilden sollen. Eine Evaluierung von drei verschiedenen Datenquellen hinsichtlich der transportierten Nitratfrachten förderte erstaunliche Unterschiede zu Tage, die in Abbildung 11 dargestellt sind. Eine Beurteilung dahingehend,

welcher Datensatz „richtig“ oder „wahr“ ist, ist schwierig. Der Datensatz 1 ist das Ergebnis aus täglichen Wasserproben, der Datensatz 2 und 3 aus monatlichen Proben. Erschwerend kommt hinzu, dass die Messwerte in Datensatz 1 bis 1996 über jenen des Datensatz 2 gelegen sind, und seit diesem Jahr immer darunter, ein systematischer Fehler somit ausgeschlossen werden kann. Auch die starken Schwankungen der Frachten gemäß Datenquelle 3 zwischen 1997 und 2000 erschweren die Beurteilung.

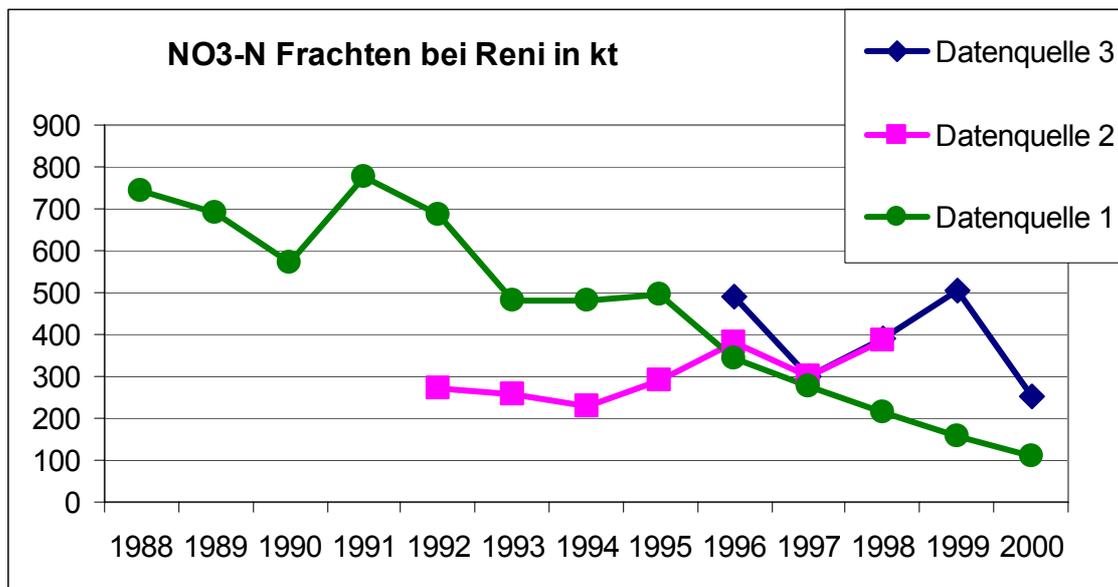


Abbildung 11: Nitratfrachten entsprechend unterschiedlicher Datenquellen

Derzeit konnte noch keine Entscheidung gefällt werden, welche Daten zukünftig verwendet werden.

## 5 Schlussbetrachtungen

Die vielleicht größte Herausforderung für die Bearbeitung von Fragen des Flusseinzugsgebietsmanagements von großen Einzugsgebieten liegt m.E. darin, dass wir es fast ausschließlich mit adaptiven, lebendigen Systemen zu tun haben, bei denen Ursache und Wirkung rückgekoppelt sind. Solche Systeme neigen bekanntermaßen zu nicht (sicher) vorhersagbaren Verstärkungs- und Dämpfungserscheinungen. Diese Problematik wird auch dadurch verstärkt, dass in der Umwelt Speicher für die Nährstoffe vorhanden sind, die ein Vielfaches (mehrere Zehnerpotenzen) der jährlichen Umsätze ausmachen. Dies führt in

einer durch und durch inhomogenen Umwelt zu sehr schwierigen Problemen bei der Messung bzw. der Berechnung der daraus abgeleiteten Größen, die notwendigerweise mit großen Ungenauigkeiten verknüpft sind. Darüber hinaus muss man damit umgehen, dass die Geschwindigkeiten von maßgebenden Prozessen sich über zumindest 6 Zehnerpotenzen erstrecken (von Sekunden bis zu Jahrzehnten).

## **6 daNUbs Projekt-Team**

Im vorgestellten daNUbs Projekt arbeiten insgesamt 17 Partner aus 7 verschiedenen Ländern an der Beantwortung der zahlreichen Fragen. Es sind dies:

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien, A, Koordinator; Danube Delta National Institute for Research and Development, Tulcea, RO; Stichting Waterloopkundig Laboratorium, Delft Hydraulics, Delft, NL; Büro für Nachhaltige Land(wirt)schaft und Agrikultur, Hanhofen D; Institute of Fisheries and Aquaculture - Varna, BG; Institut für Gewässerökologie und Binnenfischerei, Berlin, D; Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, TU Wien, A; Institut für Kulturtechnik und Wasserwirtschaft, Petzenkirchen, A; Institut für Meeresforschung, Universität Kiel, D; National Centre for Marine Research, Athens, GR; Romanian Marine Research, Constanta, RO; Institute for Water Pollution Control, Vituki Budapest, H; Department of Sanitary and Environmental Engineering, Budapest, H; Institut für Finanzwissenschaft und Infrastrukturpolitik, TU Wien, A; Department of Meteorology and Geophysics, University of Sofia, BG; Institute of Water Problems, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, BG; Department of Systems Ecology, University of Bucharest, RO.

Die vorgestellten Ergebnisse des daNUbs-Projektes sind den 17 Partnern zu verdanken. An dieser Stelle soll allen Projektmitarbeitern für die erfolgreiche Zusammenarbeit gedankt werden.

## 7 Literatur

- Arnold J.G, Neitsch S.L., Kiniry J.R. and Williams J.R. (2001). Soil and Water Assessment Tool – Theoretical Documentation. Grassland, soil and Water Research Laboratory – ARS, Temple, Texas.
- Behrendt, Huber, Kornmilch, Opitz, Schmoll, Scholz und Uebe (1999) Nährstoffbilanzen deutscher Flußeinzugsbiote, Forschungsbericht 296 25 515, Umweltbundesamt Berlin.
- Blaas, W., Helmel, R. (2002) Survey of the economic development of the countries in the Danube River catchment area; daNUbs-Projekt interner Bericht erstellt durch das Institut für Finanzwissenschaft und Infrastrukturpolitik der TU Wien
- Kroiss (Hrsg.) (1999): Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum; ÖWAV Seminar 1999, TU Wien; Wiener Mitteilungen Band Nr. 155
- PHARE (1997): Nutrient Balances for Danube Countries; EU/AR/102A/91; TU Wien, Inst. f. Wassergüte und Abfallwirtschaft
- Schwarze R. (2000). Programmdokumentation DIFGA 2000. Technische Universität Dresden.
- Van Gils (1999) Danube Water Quality Model, working paper in the framework of the Danube Pollution Reduction Programme on behalf of UNDP-GEF
- Zessner, M. (1999) Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers; Wiener Mitteilungen Band Nr. 157

### Korrespondenz an:

Univ. Prof. Helmut Kroiss

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien

Karlsplatz 13, 1040 Wien  
+43 1 58801-22610

[hkroiss@iwag.tuwien.ac.at](mailto:hkroiss@iwag.tuwien.ac.at)



# Einteilung Österreichischer Fließgewässer nach allgemein-chemischen Parametern

Norbert Kreuzinger<sup>1</sup>, Karin Deutsch<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft / TU Wien  
<sup>2</sup> BMLFUW

**Kurzfassung:** Die gegenständliche Arbeit befasst sich mit der Typisierung der Österreichischen Fließgewässer nach allgemein chemischen Immissionsparametern auf Basis der Zuordnung von Fließgewässermessstellen zu den Naturräumen Österreichischer Fließgewässer (FINK, MOOG, WIMMER 2000) und somit einer Zusammenfassung und Zuordnung von verschiedenen Naturräumen zu gemeinsamen Chemietypen als ersten Schritt vor einer Festlegung typspezifischer Grenzen zwischen einem „sehr guten“, „guten“ und „mäßigen“ Zustand. Die 40 Naturräume konnten mittels statistischer Verfahren, die hier näher ausgeführt werden, zu 9 Chemietypen zusammengefasst werden. Es kann festgestellt werden, dass die Übereinstimmung dieser nach gewässerchemischen Gesichtspunkten mittels statistischer Verfahren erarbeiteten Festlegung der chemischen Grundtypen eine sehr hohe Übereinstimmung mit den bereits existierenden Typisierungen, den abiotischen Grundtypen und den Bioregionen aufweist.

**Key-Words:** EU-Wasserrahmenrichtlinie, Gewässerchemie, Datenauswertung

## 1 Einleitung und Fragestellung

Die gegenständliche Arbeit befasst sich mit der Typisierung der Österreichischen Fließgewässer nach allgemein chemischen Immissionsparametern auf Basis der Zuordnung von Fließgewässermessstellen zu den Naturräumen Österreichischer Fließgewässer (FINK, MOOG, WIMMER 2000) und somit einer Zusammenfassung und Zuordnung von verschiedenen Naturräumen zu gemeinsamen Chemietypen als ersten Schritt vor einer Festlegung typspezifischer Grenzen zwischen einem „sehr guten“, „guten“ und „mäßigen“ Zustand.

## 1.1 EU-Wasserrahmenrichtlinie

Im Dezember 2000 trat die Wasserrahmenrichtlinie (WRRL), 2000/60/EG, in Kraft, die das Ziel hat, dass alle Gewässer in Europa innerhalb der dafür vorgesehenen Fristen qualitativ zumindest einen „guten Zustand“ erreichen. Der gute Zustand wird gemäß der WRRL als geringe, anthropogen bedingte Abweichung vom natürlichen, unbeeinflussten Referenzzustand abgeleitet und beinhaltet ökologische als auch chemische Aspekte.

Die Qualitätskomponenten für die allgemeine Einstufung des ökologischen Zustandes von Fließgewässern sind:

- Biologische Komponenten
  - Zusammensetzung und Abundanz der Gewässerflora
  - Zusammensetzung und Abundanz der benthischen wirbellosen Fauna (Makrozoobenthos)
  - Zusammensetzung, Abundanz und Altersstruktur der Fischfauna
- Hydromorphologische Komponenten
- chemische und physikalisch- chemische Komponenten

Um die Beurteilung des Grades der Abweichung vornehmen zu können, verlangt die WRRL eine Definition und Festlegung von gewässertypspezifischen Referenzbedingungen für den sehr guten Zustand, die durch tatsächliche existierende Referenzstellen zu belegen sind. Dies impliziert, dass als Grundlage einer qualitativen Bewertung eine typologische Zuordnung für die nationalen Fließgewässer bzw. „water bodies“ notwendig ist. Voraussetzung für diese Zuordnung ist somit vorab eine Zusammenfassung von nationalen Fließgewässern auf Basis der einzelnen, oben genannten Qualitätskomponenten zu entsprechenden Gewässertypen gleicher Charakteristik. Für die einzelnen Typen werden sodann typspezifische Qualitätsziele im Sinne der Abgrenzung eines „sehr guten“, „guten“ und „mäßigen“ Zustandes festgelegt.

## 1.2 Eich- und Referenzstellen

Die einzelnen Mitgliedstaaten der EU haben zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit der ökologischen Gesamtbewertung Stellen für den Grenzbereich sehr gut/gut und gut/mäßig zu melden. Diese Stellen werden für die Erstellung eines internationalen Interkalibrierungsnetzes verwendet und als Eichstellen bezeichnet.

Referenzstellen bezeichnen den Referenzzustand des unbeeinflussten Zustands eines Gewässers und entsprechen dabei dem gewässertypsspezifisch festzulegenden „sehr guten Zustand“. In den Begriffsbestimmungen des Anhangs V Punkt 1.2 wird unter dem „sehr guten ökologischen Zustand“ von Oberflächengewässern zusammenfassend der Zustand eines Oberflächengewässertyps verstanden, der keine oder nur geringfügige Abweichungen vom Zustand ohne anthropogene Einflüsse aufweist. Der „gute ökologische Zustand“ weicht davon geringfügig ab.

Ausgehend vom bestehenden WGEV-Messnetz wurde eine vorläufige Liste von potentiellen Referenz-/Eichstellen erstellt, die auf Länderebene um zusätzliche Vorschläge ergänzt wurden („WGEV-neu“). Diese Stellen werden in weiterer Folge dahingehend untersucht, ob sie den Ansprüchen nach den Referenzkriterien für Phythobenthos, Makrozoobenthos, Fischen und Morphologie genügen, woraus sich letztlich eine endgültige Zusammenstellung von Referenz- und Eichstellen für die einzelnen Gewässertypen ergibt.

## **2 Grundlagen**

Die Grundlagen für die Typisierung der Österreichischen Fließgewässer nach allgemein chemischen Immissionsparametern gliedern sich in die verfügbare Datenbasis und die Zuordnung der Messstellen zu den Naturräumen Österreichischer Fließgewässer (FINK, MOOG, WIMMER 2000), den abiotischen Grundtypen (WIMMER, CHOVANEC 2000) und den Bioregionen (MOOG 2001). Die Zuordnung ist durch die Zuordnung der Messstellen in der Fließgewässer – Immissionsdatenbank des Umweltbundesamtes festgelegt, in welcher auch die für die Bearbeitung verwendeten WGEV-Daten enthalten sind.

### **2.1 Fließgewässer Naturräume**

Die Einteilung der Österreichischen Fließgewässer in 40 Naturräume bildet die Grundlage für die Typisierung nach den unterschiedlichen gewässerökologischen Gesichtspunkten und wird in FINK, MOOG, WIMMER (2000) erarbeitet. In Tabelle 1 wird die Einteilung der Naturräume sowie die in dieser Arbeit verwendeten Abkürzungen (Nummern der Naturräume) zusammengefasst. Die räumliche Lage der einzelnen Naturräume wird in Abbildung 1 dargestellt.

**Fließgewässer - Naturräume**

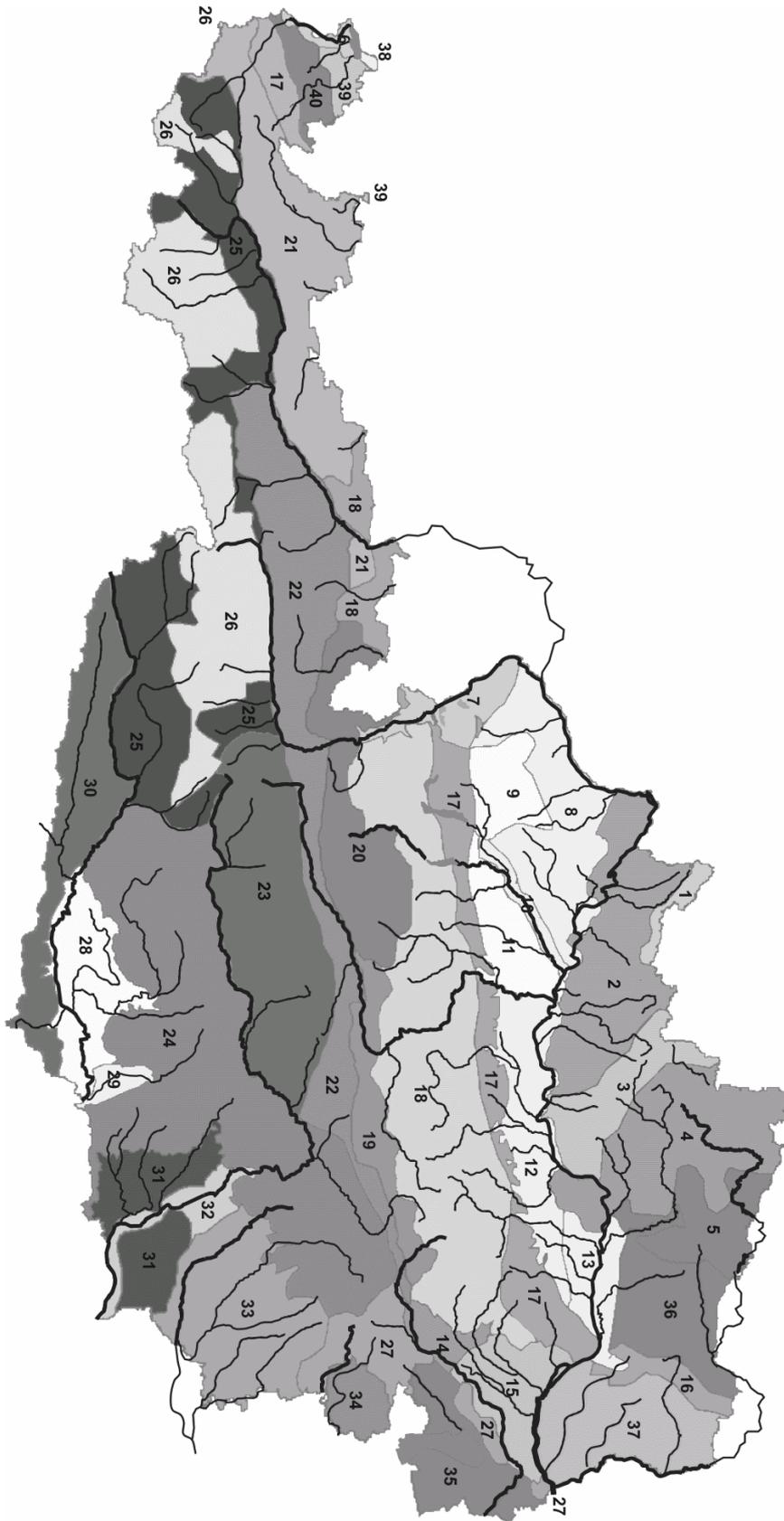


Abbildung 1: Naturräume Österreichischer Fließgewässer nach FINK, MOOG, WIMMER (2000)

Tabelle 1: Abkürzungen für die Naturräume Österreichischer Fließgewässer und Kapitelnummern in FINK, MOOG, WIMMER (2000)

<b>Nummer</b>	<b>Beschreibung</b>
1	Böhmerwald
2	Mühlviertler Hochland inkl. Sauwald und Kürnberger Wald
3	Freiwald - Weinsberger Wald (Hochwaldviertel mit Ostrong und Jauerling)
4	Westliches Niederes Waldviertel, Litschauer Ländchen und Dunkelsteiner Wald
5	Östliches Niederes Waldviertel inkl. Unteres Thayahochland, Horner Mulde und Manhartsberg
6	Rheintal om Bodenseegebiet
7	Salzburgisches Vorland
8	Innviertler- Hausruckviertler Hügelland
9	Hausruck und Kobernaußerald
10	Unteres Trauntal, Welser Heide, Donautal bei Linz
11	Traun - Enns-Platte
12	Terassenland des Alpenvorlandes zwischen Enns und Tullner Feld
13	Tullner Feld und Korneuburger Becken
14	Kalkschotterfächer des Steinfeldes
15	Feuchte Ebene
16	Klippenzone
17	Flysch- oder Sandsteinvoralpen
18	Kalkvoralpen
19	Östliche Kalkhochalpen
20	Zentrale Kalkhochalpen
21	Westliche Kalkhochalpen
22	Grauwackenzone
23	Niedere Tauern
24	Berggrückenlandschaft der unvergletscherten Zentralalpen
25	Vergletscherte Zentralalpen
26	Gletscherbachgebiet
27	Nordost-Ausläufer der Zentralalpen
28	Klagenfurter Becken
29	Lavanttaler Becken
30	Südalpen
31	Weststeirisches Hügelland und Ostmurisches Grabenland
32	Grazer Feld. Inkl. Leibnitzer-, Murecker- und Radkersburger Feld
33	Oststeirisches und Südburgenländisches Hügelland
34	Mittelburgenländische Bucht
35	Nordburgenländische Bucht
36	Westliches Weinviertel
37	Östliches Weinviertel und Marchfeld
38	Vorlandmolasse
39	Alpine Molasse
40	Helvetikum

## 2.2 Abiotische Grundtypen

Die abiotischen Grundtypen werden in WIMMER, CHOVANEC (2000) zu 26 abiotischen Fließgewässergrundtypen zusammengefasst. Die Grundtypen umfassen Typregionen und Sondertypen. 17 Typregionen wurden auf Basis folgender Kenngrößen charakterisiert:

- Fläche der Einzugsgebiete
- Seehöhe der Einzugsgebiete
- Seehöhe der Flussmündungen
- Flussordnungszahl
- Geologie
- Ökoregionen
- Abflussregime (bei Vorhandensein von Pegeldata)
- Fließgewässer Naturräume

Weiters erfolgte die Ausweisung von 9 Sondertypen „große Gewässer“ für Gewässer mit einer Flussordnungszahl  $\geq 7$  und/oder einer Einzugsgebietsfläche von  $> 2.500 \text{ km}^2$  und/oder einer Mittelwasserführung  $> 50 \text{ m}^3/\text{s}$ . Es sind dies:

- Rhein gesamt
- Inn gesamt
- Salzach ab Wagrain
- Donau gesamt
- Traun ab Einmündung Ager
- Enns ab Liezen
- March gesamt und Thaya ab Einmündung Pulkau
- Drau ab Einmündung Isel
- Mur ab Einmündung Pöls

Basierend auf den Sondertypen der großen Flüsse werden die an diesen gelegenen WGEV - Messstellen ab einer bei WIMMER, CHOVANEC (2000) festgelegten Stelle im Längsverlauf als „große Flüsse“ - Stelle bezeichnet. Diese sind auch angesprochen, wenn in dieser Arbeit auf große Flüsse Bezug genommen wird.

In Tabelle 2 und Abbildung 2 sind die 17 abiotischen Typregionen nochmals dargestellt, sowie die in der Ausarbeitung verwendeten Abkürzungen und deren Erklärungen angeführt:

Tabelle 2: Abkürzungen für die aboitisch Typregionen gemäß WIMMER, CHOVANEC (2000)

<b>Abkürzung</b>	<b>Beschreibung</b>
A	Gew. d. vergletscherten Zentralalpen
B	Gew. d. unvergletscherten Zentralalpen
C	Gew. d. Südalpen
D	Gew. d. inneralpinen Beckenlandschaften
E	Gew. D. südöstlichen Vorlandes (West)
F	Gew. d. südöstlichen Vorlandes (Ost)
G	Gew. d. Kalkvoralpen
H	Gew. d. NO-Ausläufer d. Zentralalpen
I	Gew. d. Weinviertels und Marchfeldes
J	Gew. d. nördlichen Vorlandes
K	Gew. d. Granit- und Gneishochlandes
L	Gew. d. Kalkvoralpen
M	Gew. d. Kalkvoralpen
N	Gew. d. Kalkhochalpen
O	Gew. d. Grauwackenzone
P	Gew. d. Helvetikum in Vorarlberg
Q	Gew. d. westlichen Vorländer

Fließgewässer - Grundtypen abiotisch

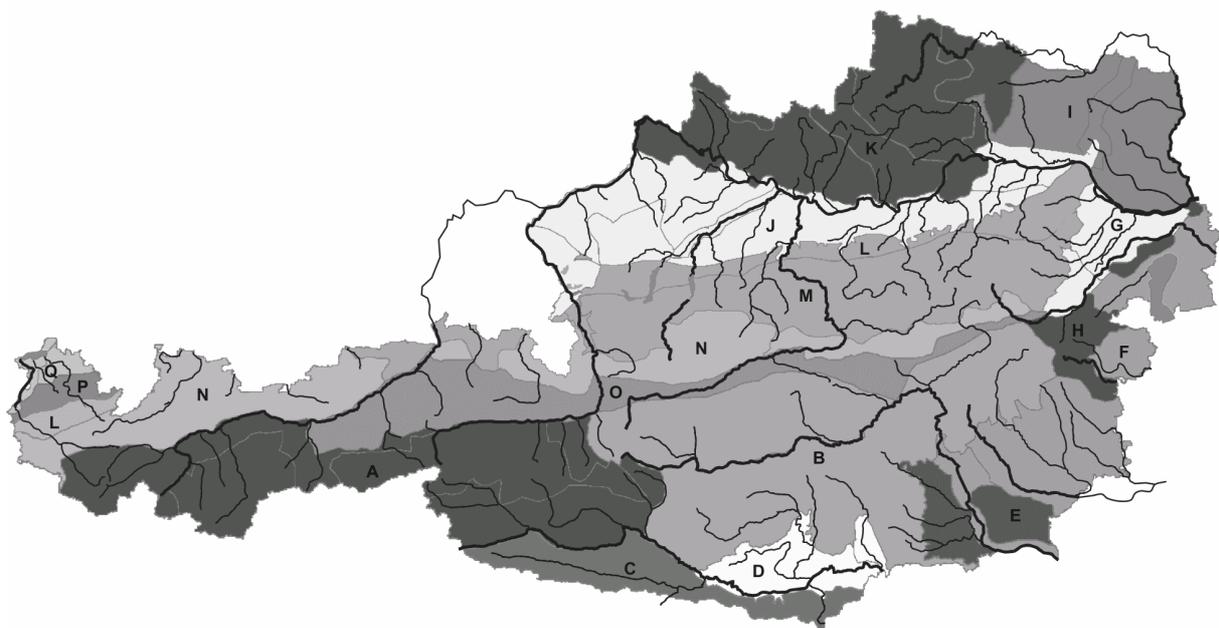


Abbildung 2: aboitische Typregionen in Österreich gemäß WIMMER, CHOVANEC (2000)

## 2.3 Bioregionen

Tabelle 3: Abkürzungen für die Bioregionen gemäß MOOG (2001)

Abkürzung	Beschreibung
AM	Alpine Molasse
AV	Bayerisch- Österr. Alpenvorland
BR	Berg Rückenlandschaften- u. Ausläufer der ZA
FH	Östliche Flach- u. Hügelländer
FL	Flysch
GF	Grazer Feld u. ostmurisches Grabenland
GG	Granit- u. Gneisgebiet d. Böhm. Masse
HV	Helvetikum
IB	Gew. D. inneralpinen Beckenlandschaften
KH	Nördliche Kalkhochalpen
KV	Kalkvoralpen
SA	Südalpen
UZA	Unvergletscherte Zentralalpen
VAV	Schweizerisch-Vorarlberger Alpenvorland
VZA	Vergletscherte Zentralalpen

### Fliessgewässer - Bioregionen

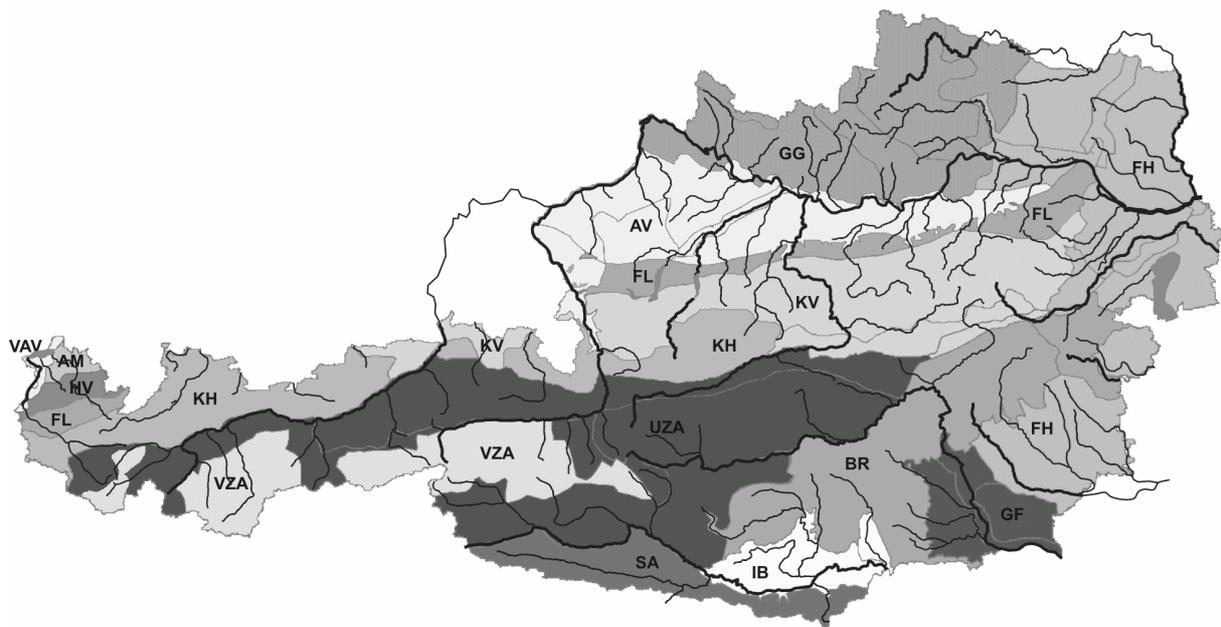


Abbildung 3: Bioregionen gemäß MOOG (2001)

Als Grundlage für die Bewertung nach der EU-WRRL steht die Festlegung von Qualitätszielen und Grenzen für den „sehr guten“ und „guten“ biologischen Zustand von Gewässern im Mittelpunkt der Betrachtungen. Ausgehend von den Fließgewässern in den Naturräumen erfolgte bei MOOG (2001) mittels multimetrischer Auswertung von Makrozoobenthos Daten die Zusammenfassung einzelner Naturräume zu 15 Bioregionen. In Tabelle 3 und Abbildung 3 sind die Bioregionen dargestellt, sowie die in der Ausarbeitung verwendeten Abkürzungen und deren Erklärungen angeführt:

## 2.4 Zugrunde liegende Chemiedaten

Um neben den abiotischen Grundtypen und den Bioregionen auf Basis der Naturräume eine Einteilung der Österreichischen Fließgewässer in gewässerchemische Typen durchzuführen wurde angestrebt, auf eine möglichst breite Datenbasis zurückzugreifen, die es erlaubt ein abgesichertes reproduzierbares Ergebnis auszuarbeiten.

Die der Bearbeitung zugrunde liegende Datenbasis besteht aus

- WGEV Stellen und Daten der Untersuchungsjahre 1999 – 2000
- Zusätzliche Messstellen der Bundesländer
- Daten des Instituts für Wassergüte und Abfallwirtschaft

Die breiteste Datenbasis stellen dabei die Ergebnisse der WGEV-Messungen dar. Im Zuge der Anpassung des Messstellennetzes wurden von den Bundesländern (vorläufige) Referenz- und Eichstellen angegeben, für die zum Teil ebenfalls Messdaten verfügbar sind. Die Datendichte ist gegenüber den WGEV Daten jedoch deutlich geringer. Waren nach einem ersten Auswertedurchgang der Datenquantität zu einzelnen Naturräumen keine Daten verfügbar bzw. die Datenlage sehr gering, und waren für diese Naturräume Wassergütedaten am Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU-Wien vorhanden, so wurden diese Daten ebenfalls für die Auswertung aufgenommen.

Folgende chemisch – physikalische Wasserparameter waren grundsätzlich verfügbar, wobei deren Berücksichtigung für die Auswertungen von der Vollständigkeit und Verfügbarkeit für die einzelnen Probenstellen bzw. Termine abhing:

Tabelle 4: Übersicht über die verfügbaren Parameter

<b>Abk.</b>	<b>Beschreibung</b>	<b>Abk.</b>	<b>Beschreibung</b>
Q	Durchfluss	SAK	spekt. Absorpt. Koeffizient
Zeit	Probenahmezeit	GH	Gesamthärte
SI	Saprobienindex	KH	Karbonathärte
GK	Gewässergüteklasse	SBV	Säurebindungsvermögen
T Luft	Lufttemperatur	Ca	Calcium
T Wasser	Wassertemperatur	Mg	Magnesium
pH	pH-Wert	K	Kalium
LF	Leitfähigkeit	B	Bor
Cl	Chlorid	N NH4	Ammonium Stickstoff
SO4	Sulfat	N NO2	Nitrit Stickstoff
O2 K	Sauerstoffkonzentration	N NO3	Nitrat Stickstoff
O2 S	Sauerstoffsättigung	N Ges	Gesamt Stickstoff
BSB oA	BSB5 ohne ATH	P PO4	Orthophosphat
BSB mA	BSB5 mit ATH	P Gel	Gelsöster gesamtphosphor
CSB	CSB	P Ges	Gesamtphosphor
KMnO4	Kaliumpermanganat Wert	SiO4	Silikat
DOC	DOC	CFU 22	Koloniebildende Einh. bei 22°C
TOC	TOC	FC	Fäkalcoliforme Bakterien
SS	Schwebstoffe	GV	Glühverlust

Die bei WIMMER, CHOVANEC (2000) ausgewiesenen Großen Flüsse wurden für die Typfindung nicht herangezogen, da die Heterogenität des Einzugsgebietes in Hinblick auf Zugehörigkeit zu unterschiedlichen Naturräumen zu einer Verwischung eines auf die Naturräume bezogenen charakteristischen Wasserchemismus führen würde.

Tabelle 5 zeigt das verfügbare Datenmaterial aufgeschlüsselt in Hinblick auf Verfügbarkeit von Datensätzen für die einzelnen Naturräume einerseits und die Charakteristik der Stellen (Referenzstelle, Eichstelle, andere Stelle) andererseits. Diese Heterogenität geht natürlich in eine statistische Auswertung ein und beeinflusst das Resultat. Für die chemischen Typfindung relativiert sich jedoch der Aspekt der Heterogenität des Datenmaterials, da für die Typfindung die klassischen Belastungsparameter nicht herangezogen wurden und somit der Charakter des WGEV-Netzes als Belastungsmessnetz nur sehr eingeschränkt zum Tragen kommt.

Tabelle 5 fasst die Anzahl der Probestellen bzw. die Anzahl der Datensätze aufgeschlüsselt nach Naturräumen, Referenz-, Eich- und übrigen Stellen zusammen:

Tabelle 5: Verfügbaren Gewässerdaten mit vollständigen Parametersätzen (ohne große Flüsse) aufgeschlüsselt nach Naturraum, Referenzstelle, Eichstelle und Rest Abkürzungen Naturräume siehe Tabelle 1

<b>Naturraum</b>	<b>Referenzst. Anzahl</b>	<b>Eichstelle Anzahl</b>	<b>andere Stelle Anzahl</b>	<b>Gesamt Anzahl</b>
2			220	220
3	2			2
4	1		24	25
5			48	48
6			133	133
7			117	117
8			221	221
9	2		82	84
10			140	140
11			228	228
12		96	189	285
13			48	48
14			87	87
15		24	331	355
17	2		120	122
18	13	57	249	319
19			47	47
20		32	63	95
21		19	88	107
22	18	70	351	439
23	29	23	132	184
24	9	23	270	302
25		39	568	607
26		23	213	236
27	6	6		12
28			335	335
29			46	46
30		24	72	96
31		12	66	78
32			154	154
33	23	38	217	278
35			109	109
36			72	72
37		95	48	143
38		19		19
40		19		19
<b>Gesamt</b>	<b>105</b>	<b>619</b>	<b>5088</b>	<b>5812</b>

### 3 Vorgangsweise

Folgende Vorgangsweise wurde bei der Erstellung der Chemietypen angewandt:

#### 3.1.1 Datenplausibilisierung

Die aus der Datenbank des Umweltbundesamts (UBA) erhaltenen WGEV Daten wurden in eine eigene Datenbank übertragen (MS-Access) und auf Basis der Beprobungstermine einer Plausibilisierung unterzogen. Unplausible Werte, die sich nicht mit dem Gesamtbild des Parametersatzes des spezifischen Beprobungstermins in Einklang befinden, wurden gelöscht (27 Löschungen).

In einem zweiten Schritt wurden die Kennzeichnungen für Analysenwerte unter der Bestimmungs- bzw. Nachweisgrenze entfernt, um Werte zu erhalten, die einer Berechnung zugänglich sind. Üblicher Weise wird ein Wert unter der Nachweisgrenze gleich „0“ gesetzt und ein Wert zwischen Nachweis- und Bestimmungsgrenze gleich der Nachweisgrenze. Die hier verfolgte, davon abweichende Vorgangsweise wurde deshalb gewählt, weil einerseits die Bestimmungs- und Nachweisgrenzen der unterschiedlichen Analysenlabors nicht bekannt sind und auf der anderen Seite schlussendlich eine Auswertung auf Basis der Perzentilen und nicht auf Basis Mittelwert erfolgte, was erlaubt auch diese niedrigen Messwerte in den Betrachtungen zu berücksichtigen.

Mittels Hilfstabellen wurden in der Datenbank die Parameterdatensätze der Beprobungen mit der Charakteristik der Messstelle (Zugehörigkeit zu den einzelnen Typen) verknüpft und für das Statistikprogramm (SPSS) vorbereitet.

In einem nächsten Schritt wurde eine Datenplausibilisierung durch die Berechnung einer Ionenbilanz durchgeführt. Ausgehend von den Konzentrationsangaben wurden die korrespondierenden Moläquivalente (Val) berechnet und die Summe der Moläquivalente der Kationen und Anionen gegenübergestellt. Die Differenz der beiden Summen wurde als Prozent Abweichung von der höheren der beiden Summen berechnet und dient der Abschätzung der Qualität der zur Verfügung stehenden Datensätze. Generell kann den vorliegenden Immissionsdaten eine sehr gute Datenqualität attestiert werden. Abbildung 4 stellt die prozentuellen Abweichungen der Ionenbilanz in einer Summenlinie grafisch dar.

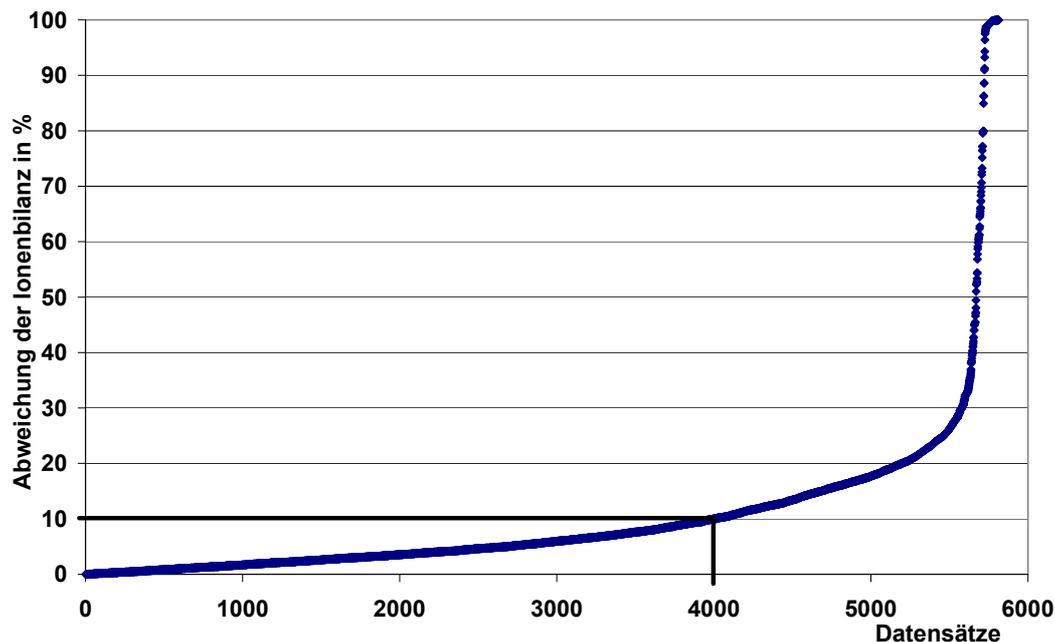


Abbildung 4: Plausibilisierung der Datensätze auf Basis einer Ionenbilanz. Die Prozent Abweichung beziehen sich auf den prozentuellen Unterschied zwischen den aus den Messwerten errechneten Moläquivalente (mVal Anionen  $\leftrightarrow$  Kationen)

Von den verfügbaren 5812 Datensätzen wiesen 3997 Datensätze eine Differenz von  $\leq 10\%$  in der Ionenbilanz und weitere 1220 Datensätze  $10\% \leq 20\%$  auf. Bei den Abweichungen  $> \sim 36\%$  handelt es sich ohne Ausnahme um Datensätze, in denen kein Wert für ein oder mehrere wesentliche Glieder der Ionenbilanz verfügbar war. Von den 5812 Datensätzen (vgl. Tabelle 5) konnten 5643 Datensätze als plausibel und qualitativ ausreichend eingestuft werden. Die Datensätze wurden in der Datenbank mit einem diesbezüglichen „Flag“ aus dem Ergebnis der Ionenbilanz versehen.

### 3.1.2 Datenauswahl

Für die Typenfindung wurde mit unterschiedlichem Datenumfang gearbeitet. Diejenigen Messstellen, die als „großer Flüsse“ Messstelle entsprechend der weiter oben beschriebenen Kriterien in der WGEV Datenbank des UBA definiert sind wurden von der Bearbeitung ausgeschlossen. Grundsätzlich wurde angestrebt mit einem möglichst umfangreichen Datenmaterial zu arbeiten, wobei abhängig von der statistischen Auswertung zum Teil nur mit vollständigen Datensätzen gearbeitet werden konnte. Für die Validierung des Ergebnisses der Typfindung wurden abschließend nur jene Datensätze herangezogen, bei denen

die Ionenbilanz ein Differenzergebnis von  $\leq 10\%$  ergab und ein vollständiger Datensatz vollständig (3542 Datensätze).

### 3.1.3 Clusterung der Chemieparameter

Mittels hierarchischer Clusteranalyse wurden zu Beginn die einzelnen Variablen (Chemieparameter) untereinander geclustert, um für die später durchgeführte Clusterung der zu den Naturräumen zugeordneten Messstellen einen Überblick über die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Wassergüteparametern und deren Aussagekraft zu erhalten. Dabei wurde auch eruiert, auf welcher statistischen Kenngröße die Typenfindung erfolgen soll (Mittelwert oder  $x\%$  Perzentille). Die Clusterung erfolgte mit den unter 3.1.5 beschriebenen Einstellungen, das Ergebnis wird in 0 dargestellt.

### 3.1.4 Perzentillenbildung

Da schlussendlich eine Clusterung auf Grundlage der Naturräume erfolgte, wurden basierend auf den Ergebnissen der Clusterung der Chemieparameter die 90% Perzentillen (jener Wert der 90% der Fälle beinhaltet) über alle Stellen und Messwerte eines Naturraums gebildet. Für die Sauerstoffkonzentration wurde die 10% Perzentille herangezogen, da hier parameterbedingt die hohen Messwerte berücksichtigt werden müssen. Folgende Gründe waren für die Auswahl der 90% Perzentillen (gegenüber Heranziehen von Median oder Mittelwerten) für die Auswertungen ausschlaggebend:

- Herausfallen von Extremwerten bei Betrachtung von Perzentillen, wogegen diese direkt in den Mittelwert eingehen
- Möglichkeit des Heranziehens von Messwerten im Bereich der Nachweis- und Bestimmungsgrenzen.
- Hoher Erklärungswert / Plausibilität für die Clusterung der Parameter untereinander auf Basis der 90% Perzentillen für alle verfügbaren Datensätze (siehe Kapitel 0), nicht nur für Eich- und Referenzstellen, sondern auch für die „anderen Stellen“
- LAWA (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser) Auswertung in Deutschland verwendet 90% Perzentillen für die Auswertung der Fließgewässerqualität in Deutschland.

Waren für einen Naturraum weniger als 10 Datensätze vorhanden, so wurde die Konvention getroffen, den Maximalwert der verfügbaren Werte in der weiteren Auswertung anstelle des 90% Perzentills heranzuziehen. Dies traf für einen Naturraum zu.

### 3.1.5 Positionierung mittels LAWA - Auswertung

Da in Österreich (mit vereinzelt Ausnahmen) keine Tradition in der qualitativen Bewertung der Gewässerimmission besteht, wurde für eine überblicksmäßige, flächendeckende Abschätzung der chemischen Qualität von 255 WGEV Messstellen eine Auswertung nach LAWA durchgeführt. Die Methodik ist in LAWA (1998) detailliert beschrieben.

### 3.1.6 Hierarchische Clusteranalyse

Das Verfahren der Clusteranalyse bildet anhand von vorgegebenen Variablen möglichst homogene Gruppen von Fällen, wobei die Mitglieder einer Gruppe eine ähnliche Variablenausprägung aufweisen, die Mitglieder verschiedener Gruppen unähnliche. Im Gegensatz zur Faktorenanalyse können bei der Clusteranalyse neben Variablen auch Fälle gruppiert werden.

Bei der hierarchischen Clusteranalyse bildet zu Beginn jeder Fall (hier der Datensatz für einen Naturraum) ein eigenes Cluster. In jedem Iterationsschritt werden die zwei benachbartsten Cluster basierend auf dem niedrigsten Distanzmaß (Linkage zwischen den Gruppen) zusammengefasst, bis alle Fälle in einer Distanzmatrix berücksichtigt sind. Die Grundlage der Clusterung (Gruppenbildung) von Fällen ist eine Distanz- bzw. Ähnlichkeitsmatrix der Fälle (Durchschnitt der Distanzen). Als Ähnlichkeitsmaß wurde der quadrierte Euklidische Abstand gewählt, bei dem die Differenzen stärker betont werden. Die Euklidische Distanz ist grundsätzlich ein Maß für den Abstand zweier Punkte  $x$  und  $y$  im  $n$ -dimensionalen Raum, wobei „ $n$ “ die Anzahl der zugrunde liegenden Variablen darstellt:

Um die unterschiedlichen Größenordnungen der Parameterwerte (zB. Leitfähigkeit im Bereich  $10^2$  und Orthophosphat im Bereich  $10^{-2}$ ) zu berücksichtigen und gleichwertig in die Distanzberechnung eingehen zu lassen, wurden die jeweiligen Parameter im Zuge der Clusteranalyse automatisch auf die Werte 0 – 1 normiert (kleinster Wert = 0, größter Wert = 1, andere Werte entsprechend der Distanz skaliert).

### 3.1.7 Dendrogramm

Das Dendrogramm stellt die Visualisierung der Ergebnisse der Clusteranalyse dar. Es identifiziert die jeweils zusammengefassten Cluster. Es werden nicht die Originalwerte, sondern auf eine Skala von 0 bis 25 skalierte Werte dargestellt. Die Summe aller horizontalen Distanzen ist 100. Dendrogramme werden folgendermaßen gelesen: Zusammengefasste Cluster werden durch senkrechte Linien gekennzeichnet. Je ähnlicher sich zwei Fälle sind, desto geringer ist die waagrechte Entfernung bis zur Kennzeichnung der gemeinsamen Clusterzugehörigkeit durch die senkrechte Verbindung. Je weiter also die waagrechte Entfernung bis zu einer senkrechten Verbindung zwischen zwei Clustern, desto unähnlicher sind die Fälle.

## 4 Ergebnisse

In den weiteren Kapiteln werden die Ergebnisse der oben beschriebenen Vorgangsweise dargestellt.

### 4.1 LAWA - Auswertung

Die Ergebnisse der Auswertung nach LAWA (1998) sind in Tabelle 6 zusammengefasst, wobei die Zahlen in der Tabelle den prozentuellen Anteil der Messstellen zu den LAWA Klassen (I bis IV) angibt. Je nach Datenlage konnten „n“ Messstellen für die jeweiligen Parameter ausgewertet werden.

Tabelle 6: Zusammenfassung der Ergebnisse nach der Auswertung nach LAWA (1998) für 255 WGEV Stellen (Datenbasis 1999-2000) Ergebnisse in % von n Stellen

	TN	NO3	NO2	NH4	TP	SRP	O2	Cl	SO4	TOC
<b>I</b>		42	44,3	23,5	24	32,5	86,3	82,7	31	40,2
<b>I-II</b>		14,1	41,2	32,5	19,7	25,9	12,2	10,2	42,7	19,5
<b>II</b>	100	19,6	11,8	31,8	26,8	30,6	1,2	7,1	17,3	27,2
<b>II-III</b>		19,6	2,7	8,2	18,5	6,7	0,4		7,8	11
<b>III</b>		4,7		3,1	9,4	2,7			0,8	2
<b>III-IV</b>				0,4	1,6	1,6			0,4	
<b>IV</b>				0,4						
<b>n</b>	1	255	255	255	254	255	255	255	255	246

TN = Gesamtstickstoff; TP = Gesamtphosphor; SRP = PO<sub>4</sub>

Das Ergebnis zeigt, dass für alle Parameter mit Ausnahme des Gesamt Phosphors über 50 % der Messstellen den LAWA Güteklassen I und I-II zugeordnet werden können und ebenfalls mit Ausnahme Gesamtphosphor weniger als 5 % der Stellen einer LAWA Güteklasse schlechter oder gleich III angehören.

## 4.2 Clustering der Wassergüte Parameter

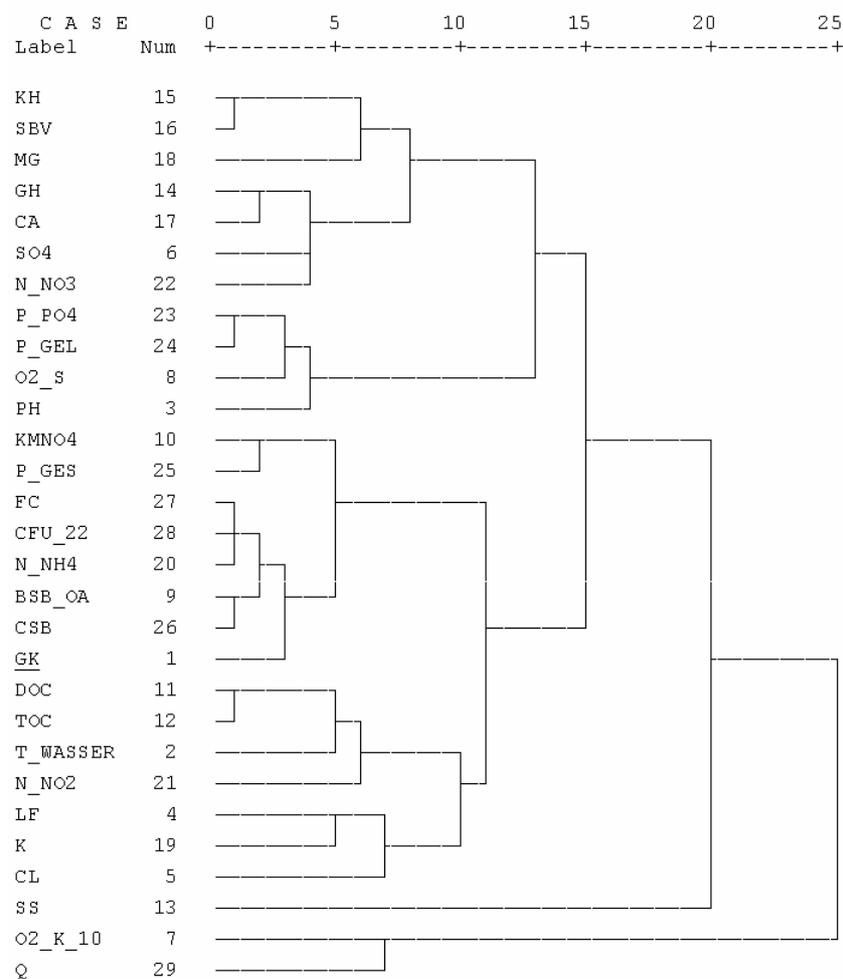


Abbildung 5: Darstellung der Clustering der ausgewerteten Wassergüteparameter basierend auf den 90% Perzentillen (10% Perzentille für Sauerstoffkonzentration) über die Messwerte aller Probestellen. Parameterabkürzung siehe Tabelle 4

In einem ersten Schritt wurde die grundsätzliche Korrelation der zur Verfügung stehenden Immissionsparameter untereinander untersucht. Die Auswertung erfolgte in einem multiplen Ansatz, in dem die Mediane, Mittelwerte und 90% Perzentillen einerseits über alle Stellen und andererseits nur für die Eich- und Referenzstellen zueinander korreliert wurden. Diese Prozedur soll eine Aussage

über die in sich schlüssige Qualität des Datenmaterials unter Zugrundelegung statistischer Kenngrößen ermöglichen, da für einige Parameter ein kausaler Zusammenhang besteht, der sich natürlich in der Auswertung wieder finden muss. In diesem Sinne plausible Ergebnisse wurden gefunden für die beiden Kombinationen

- 90% Perzentillen bzw. 10% Perzentille für Sauerstoffkonzentration und alle Messstellen (inkl. großer Flüsse) siehe Abbildung 5
- Mittelwerte nur für Eich- und Referenzstellen

Aus Abbildung 5 lassen sich die einzelnen Parameterblöcke mit ähnlich gerichteter Aussage deutlich erkennen. So liegen die Parameter, die eine saprobielle Belastung ausweisen (FC, CFU\_22, NH4\_N, BSB\_OA, CSB und GK – Beschreibung der Abkürzungen siehe Tabelle 4) auf einem gemeinsamen Cluster. Auch die Trophieparameter (PO4-P, P\_Gel, O2\_S und pH) clustern deutlich. Interessant ist die gemeinsame deutlich abgehobene Clusterung von Abfluss (Q) und Sauerstoffkonzentration (O2\_K\_10), die anzeigt, dass die Sauerstoffkonzentration in den Österreichischen Fließgewässern ausschließlich von der Wasserführung abhängig ist und nicht von der saprobiellen Gewässergüte geprägt ist, was einen deutlichen Hinweis auf die gute Qualität der Österreichischen Fließgewässer gibt.

Um für die Typenfindung einen möglichst großen Datensatz zur Verfügung zu haben, ist basierend auf den Ergebnissen dieser Voruntersuchungen ein Heranziehen der 90% Perzentillen (bzw. 10% Perzentille für Sauerstoffkonzentration) für die Messdaten der Naturräume gerechtfertigt und möglich.

### **4.3 Clusterung der Naturräume zur Typenfindung**

Ausgehend von Vorinformation über die Clusterung der Immissionsparameter erfolgte unter Verwendung der Ergebnisse aus der Parameterclusterung selbst aus dem verfügbaren Parameterset (Tabelle 4) die Auswahl der zur Typabgrenzung herangezogenen Parameter.

Um eine im Längsverlauf angenommene steigende anthropogene Beeinflussung auszuschließen, wurden die Nährstoffparameter von Vorneherein von der Typfindung ausgeschlossen, die eine Zunahme der Nährstoffparameter als eine Funktion der Höhenlage, der Größe des Einzugsgebietes und der anthropogenen Nutzung darstellt (Kreuzinger 2001).

Die finale Auswahl der Parameter für die Chemietypenfindung sollte somit einerseits eine Verfälschung durch anthropogene Einflüsse weitgehend ausschließen und auf der anderen Seite die abiotische Komponente stark betonen. Diese abiotische Komponente umfasst folgende Aspekte, die zur Auswahl der Parameter für die Clusterung dienen:

- **Parameter der Wasserhärte**

Die Unterscheidung der Wasserchemie über die Wasserhärte und somit die grundsätzliche Unterscheidung zwischen Kristallin- und Kalkgeologie im Einzugsgebiet ist von zentraler Bedeutung. Dies führt zur Heranziehung von:

- Gesamthärte gh
- Karbonathärte kh
- Kalzium ca
- Magnesium mg

Da sich in einem ersten Auswertevorgang die Naturräume der Kalkalpen nicht von einigen kristallin dominierten Naturräumen (Niedere Tauern und Bergrückenlandschaft) abgrenzen ließ, wurde in einem folgenden Schritt die Wasserhärte über die Einbeziehung des Säurebindungsvermögens (Säurepufferkapazität über Kalk – Kohlensäurepuffersystem) stärker betont.

- Säurepufferkapazität sbv

- **Andere Ionen**

Neben den Ionen der Härteparameter wurden die Parameter

- Chlorid cl
- Sulfat so4

als wesentliche geogene Ionen in die Typfindung mit aufgenommen. Wie eine entsprechende Auswertung von WGEV-Daten aus Quellen zeigt, sind Chlorid und Sulfat stochastisch zwischen Kristallin und Kalk verteilt, sodass hierdurch ein weiterer, von der Wasserhärte weitgehend unabhängiger Parameterblock vorliegt. Als Summenparameter für den Ionengehalt verwendet wurde die

- Leitfähigkeit lf

- **Schwebstoffe**

Die zentralen Naturräume der Vergletscherten Zentralalpen und der Gletscherbachgebiete weisen deutlich höhere Schwebstoffkonzentrationen auf, als dies in den Naturräumen niedrigerer Höhenlage der Fall ist. Weiters liegen die Schwebstoffe bei der Parameterclustering (Abbildung 5) auf einem eigenen Cluster, was bedeutet, dass zu keinem der anderen Parameter ein signifikanter Zusammenhang besteht und hier ein weiterer unabhängiger Parameter für die Typisierung vorliegt.

- Schwebstoffe            ss

- **pH – Wert**

Der pH-Wert wurde für die Typenfindung aufgenommen, da er aus einer Verknüpfung von biologischen Prozessen im Gewässer (Kohlenstoff Abbau, Nitrifikation, Primärproduktion) und geogenem Hintergrund (Wasserhärte) resultiert und bei der Typenfindung somit für eine Abgrenzung von Bereichen ähnlicher Wasserhärte nützlich ist.

- pH Wert                    pH

- **Sauerstoff Konzentration**

In der Clusterung der Immissionsparameter (Abbildung 5) lag die Sauerstoffkonzentration ähnlich den Schwebstoffen auf einem eigenen unabhängigen Cluster, was ihn ebenfalls für eine Berücksichtigung zur Typfindung prädestiniert.

- O<sub>2</sub> Konzentration        o2k

Die Clusterung selbst wurde wie in Kapitel 3.1.6 beschrieben durchgeführt. Das Ergebnis ist in Abbildung 6a als Dendrogramm dargestellt. Auf Grund der Datenlage konnten einige Naturräume durch diese Vorgangsweise keinem Cluster zugeordnet werden.

Das Ergebnis, das auf der Auswertung der 90% Perzentillen beruht, wurde in einem zweiten Schritt durch eine Auswertung mit dem qualitativ hochwertigsten Datensatz aus der Plausibilisierung mittels Jonenbilanz wiederholt. Diesmal wurde basierend auf weiterführenden Überlegungen mit der 80 % Perzentille (bzw. 20% Perzentille für Sauerstoffkonzentration) gearbeitet. Das Ergebnis (Abbildung 6b) deckt sich weitestgehend mit dem mittels der Einteilung nach abiotischen Naturräumen und Bioregionen auf Sinnhaftigkeit hin untersuchten vorherigen Ergebnis.

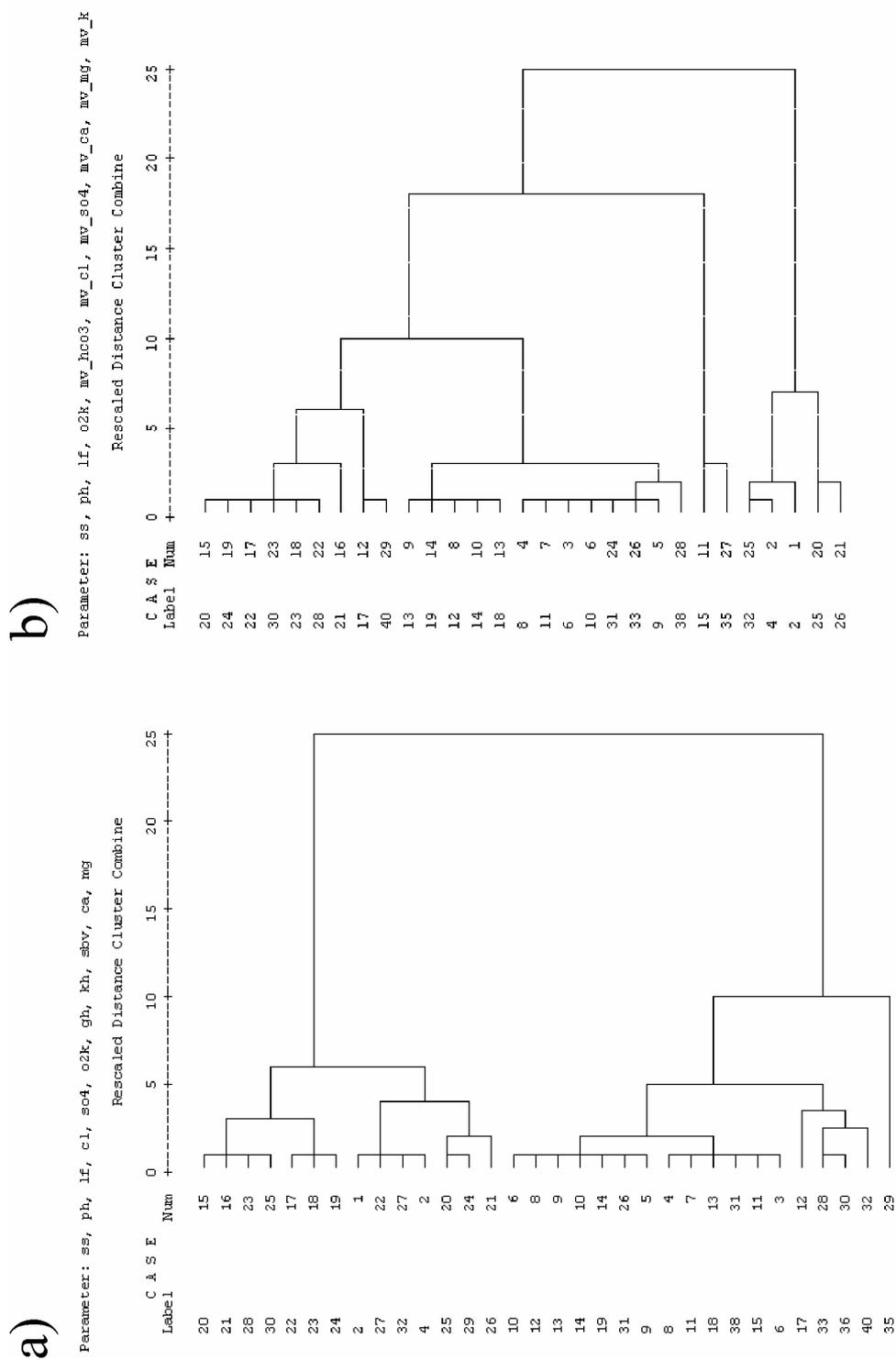


Abbildung 6: Clustering der Österreichischen Fließgewässer basierend auf den Naturräumen (Label = Naturraumnummer; Bezeichnung siehe Tabelle 1)

a) für die Parameter (Schwebstoffe, pH-Wert, Leitfähigkeit, Chlorid, Sulfat, Sauerstoffkonzentration, Gesamthärte, Karbonathärte, Säurebindungsvermögen, Calcium, Magnesium)

b) Auswertung mit reduziertem Datensatz nach Validierung mittels Ionenbilanz (nur komplette Datensätze mit Ionenbilanz  $\Delta \leq 10\%$ )

Die fehlende Zuweisung der 8 verbleibenden Naturräume zum Clusterbild der Chemietypen gestaltet sich einfach, da sich diese Naturräume im Wesentlichen in räumlicher Nähe oder Umgebung von 3 Chemietypen befinden und sowohl die Bioregionen als auch die abiotischen Grundtypen hier eine gemeinsame, somit dreifach abgesicherte Zuweisung erlauben. Betroffen von der „empirischen Zuweisung“ sind die Naturräume:

- 1 Böhmerwald
- 3 Freiwald - Weinsberger Wald (Hochwaldviertel mit Ostrong und Jauerling)
- 5 Östliches Niederes Waldviertel inkl. Unteres Thayahochland, Horner Mulde, und Manhartsberg

die sich gemeinsam mit den Naturräumen

- 2 Mühlviertler Hochland inkl. Sauwald und Kürnberger Wald
- 4 Westliches Niederes Waldviertel, Litschauer Ländchen und Dunkelsteiner Wald

im abiotischen Grundtyp „K - Granit und Gneishochland“ (siehe Abbildung 2) und in der Bioregion „GG – Granit- u. Gneisgebiet der Böhmisches Masse“ befinden, sodass eine Zusammenfassung der Naturräume 1, 2, 3, 4 und 5 zu einem gemeinsamen Chemietyp gerechtfertigt ist.

Ähnlich gestaltet sich die Zuordnung der Naturräume

- 16 Klippenzone
- 34 Mittelburgenländische Bucht
- 37 Östliches Weinviertel und Marchfeld

bei denen analog dem vorhergehendem Fall vorgegangen wurde. Die Naturräume

- 33 Oststeirisches und Südburgenländisches Hügelland
- 36 Westliches Weinviertel

clustern nicht nur bei den Chemietypen, sondern liegen auch bei den Bioregionen in einem gemeinsamen Cluster „FH – Östliche Flach- und Hügelländer“. Diese Bioregion ist bei den abiotischen Grundtypen in die beiden Cluster „I – Weinviertel und Marchfeld“ bzw. „F – Südöstliches Vorland“ geteilt. Da sich durch die Clusterung der Naturräume 33 und 36 zu einem Chemietyp ein gemeinsamer Bogen abzeichnet wurde die Clusterung der Bioregionen übernommen und die Naturräume 16, 33, 34, 36 und 37 zu einem gemeinsamen Chemiecluster zusammengefasst.

## Der Naturraum

### 7 Salzburgisches Vorland

liegt in unmittelbarer Nachbarschaft eines sich über das gesamte Alpenvorland erstreckenden Chemieclusters, der auch bei den Bioregionen („AV – Bayerisches, Österreichisches Alpenvorland“) und den abiotischen Grundtypen („J – Nördliches Vorland“) ein einheitliches Gebiet erfasst, sodass eine Zuweisung zu diesem Chemietyp nahe liegt.

Der Naturraum „27 Nordost - Ausläufer der Zentralalpen“ umfasst auch das Leithagebirge und die Hundsheimer Berge. Die Chemieclusterung fasst diesen Bereich mit dem Granit und Gneishochland zusammen, was für Leithagebirge und die Hundsheimer Berge nicht plausibel ist, zumal in diesen Teilräumen keine Daten vorhanden sind. Während dieser Naturraum bei den abiotischen Grundtypen einen eigenen Typ „H“ darstellt, ist er bei den Bioregionen zweigeteilt. Die Bucklige Welt wird der Bioregion „BR – Bergrückenlandschaften und Ausläufer der Zentralalpen“ zugeordnet, während Leithagebirge und die Hundsheimer Berge der Bioregion „FH – Östliche Flach- und Hügelländer“ zugewiesen wird. Auch für die Chemietypen wird diese Aufspaltung und die Zuordnung von Leithagebirge und die Hundsheimer Berge zum benachbarten Kalk - dominierten Chemiecluster vorgeschlagen.

Den zweiten Bereich betrifft die Zuordnung der Vorarlberger Naturräume. Der Naturraum „17 – Flysch- und Sandsteinvoralpen“ kann grundsätzlich als eigener Cluster ausgewiesen werden. Die Auswertung der Aufwuchsalgen durch die Gruppe Pfister weist Unterschiede im Flysch zwischen dem Vorarlberger und dem östliche Teil aus. Nach Absprache mit lokalen Experten und Integration zusätzlicher Daten wird hier vorgeschlagen, den Vorarlberger Flysch vom übrigen Naturraum abzutrennen und gemeinsam mit dem Naturraum „40 – Helvetikum“ zu einem eigenen Vorarlberger Naturraum zusammenzufassen. Der nicht zugeordnete Naturraum „39 Alpine Molasse“ wird unter Kombination der Einteilung nach Bioregionen und abiotischen Grundtypen zusammengefasst.

Aus der Auswertung ergibt sich das in Tabelle 7 und Abbildung 7 zusammengefasste Ergebnis zur Zusammenfassung der Fließgewässer Naturräume nach FINK, MOOG, WIMMER (2000) zu 9 Chemietypen

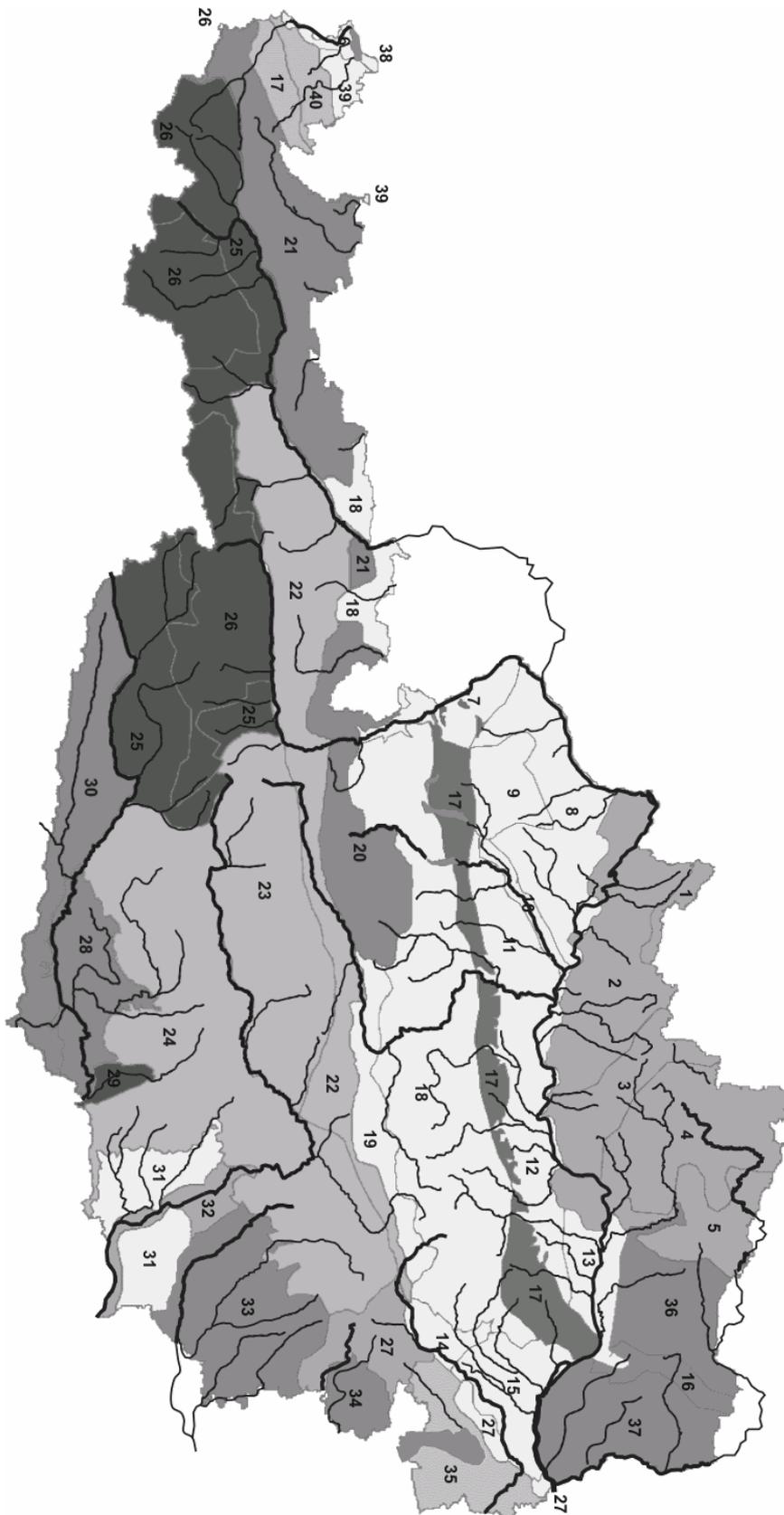
**Fließgewässer - Chemietypen Endvorschlag**

Abbildung 7: Zusammenfassung der Naturräume zu 9 Chemietypen (Nummern = Naturraum)

Tabelle 7: Tabellarische Zuordnung der Naturräume zu den 9 Chemietypen

Chemietyp	Nr	Naturraum
CT1	1	Böhmerwald
	2	Mühlviertler Hochland inkl. Sauwald und Kürnberger Wald
	3	Freiwald - Weinsberger Wald (Hochwaldviertel mit Ostrong und Jauerling)
	4	Westliches Niederes Waldviertel, Litschauer Ländchen und Dunkelsteiner Wald
	5	Östliches Niederes Waldviertel inkl. Unteres Thayahochland, Horner Mulde und Manhartsberg
	27	Nordost-Ausläufer der Zentralalpen
CT1	32	Grazer Feld. Inkl. Leibnitzer-, Murecker- und Radkersburger Feld
CT2	25	Vergletscherte Zentralalpen
	26	Gletscherbachgebiet
	29	Lavanttaler Becken
CT3	22	Grauwackenzone
	23	Niedere Tauern
	24	Bergrückenlandschaft der unvergletscherten Zentralalpen
CT4	20	Zentrale Kalkhochalpen
	21	Westliche Kalkhochalpen
	28	Klagenfurter Becken
	30	Südalpen
CT5	6	Rheintal am Bodenseegebiet
	7	Salzburgisches Vorland
	8	Innviertler- Hausruckviertler Hügelland
	9	Hausruck und Kobernaußerwald
	10	Unteres Trauntal, Welser Heide, Donautal bei Linz
	11	Traun - Enns-Platte
	12	Terassenland des Alpenvorlandes zwischen Enns und Tullner Feld
	13	Tullner Feld und Korneuburger Becken
	14	Kalkschotterfächer des Steinfeldes
	15	Feuchte Ebene
	18	Kalkvoralpen
	19	Östliche Kalkhochalpen
	31	Weststeirisches Hügelland und Ostmurisches Grabenland
	38	Vorlandmolasse
39	Alpine Molasse	
CT6	17	östliche Flysch- oder Sandsteinvoralpen
CT7	16	Klippenzone
	33	Oststeirisches und Südburgenländisches Hügelland
	34	Mittelburgenländische Bucht
	36	Westliches Weinviertel
	37	Östliches Weinviertel und Marchfeld
CT8	35	Nordburgenländische Bucht
CT9	17	Flysch- oder Sandsteinvoralpen Vorarlberg
	40	Helvetikum

## 5 Zusammenfassung

Es kann festgestellt werden, dass die Übereinstimmung dieser nach gewässerchemischen Gesichtspunkten mittels statistischer Verfahren erarbeiteten Festlegung der chemischen Grundtypen eine sehr hohe Übereinstimmung mit den bereits existierenden Typisierungen, den abiotischen Grundtypen und den Bioregionen aufweist. In einem nächsten Schritt werden für eine Festlegung von Qualitätszielen für die Referenzstellen die nach ökologischen Gesichtspunkten final ausgewählten Referenz und Eichstellen wasserchemisch untersucht, um eine konsistente Basis für die Abgrenzung „sehr guter“ – „guter“ Zustand zur Verfügung zu haben.

## 6 Literatur

- BMLFUW (2002) Erlass 14.003/3-I 4/02 Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie – Referenzstellen
- EU (2000) Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik – „EU – Wasserrahmenrichtlinie“
- FINK, MOOG, WIMMER (2000), Fließgewässer-Naturräume Österreichs, Monographien des Umweltbundesamt - Wien, M-128
- Kreuzinger (2001), Erarbeitung und Anwendung eines typspezifischen chemischen Bewertungsschemas für Fließgewässer in Österreich. Teil A Ausarbeitung einer Typisierung Österreichischer Fließgewässer und Zuweisung nach wasserchemischen Gesichtspunkten, Bericht zum gegenständlichen Forschungsprojekt
- LAWA (1998) Beurteilung der Wasserbeschaffenheit von Fließgewässern in der Bundesrepublik Deutschland – Chemische Gewässergüteklassifikation, LAWA (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Kulturbuchverlag Berlin GmbH
- MOOG (2001), Bioregionen Österreichischer Fließgewässer – internes Arbeitspapier WGEV, Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft über die Erhebung der Wassergüte in Österreich (Wassergüte-Erhebungsverordnung-WGEV) BGBl. Nr. 338/1991 idF: BGBl. II Nr. 415/2000
- WIMMER, CHOVANEC (2000), Fließgewässertypen in Österreich im Sinne des Anhang II der EU-WRRL, BmLuFUW, Wasserwirtschaftskataster

Korrespondenz an:

Mag. Dr. Norbert Kreuzinger

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

Tel: +43 (0)1 58801 – 22622

Fax: +43 (0)1 58801 – 22699

Mail: [norbkreu@iwag.tuwien.ac.at](mailto:norbkreu@iwag.tuwien.ac.at)

# Untersuchungen zur Beeinflussung des Grundwassers durch die Versickerung von gereinigtem Abwasser

Matthias Zessner, Birgit Vogel, Alfred Paul Blaschke, Gerhard Kavka und  
Andreas Farnleitner

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft der Technischen Universität Wien,  
Umweltbundesamt Wien, Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft  
der Technische Universität Wien, Institut für Wassergüte des Bundesamtes für  
Wasserwirtschaft und Institut für Verfahrenstechnik, Umwelttechnik und technische  
Biowissenschaften der Technischen Universität Wien

**Kurzfassung:** Der vorliegende Artikel präsentiert einige Teilergebnisse des Forschungsprojektes „Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwassers“, welches in den Jahren 1999 bis 2002 durchgeführt wurde. Der Schwerpunkt der hier präsentierten Ergebnisse liegt, neben einer Darstellung der für die Beeinflussung der Grundwasserqualität relevantesten Parameter, vor allem auf der Beschreibung des Verhaltens ausgewählter Parameter bei der Untergrundpassage. Für eine Verschlechterung der Grundwasserqualität im Nahbereich der Versickerung am relevantesten sind bei regulärem Kläranlagenbetrieb vor allen mikrobiologisch-hygienische Parameter, Bor und die Restbelastung an sauerstoffzehrenden Stoffen (TOC, DOC, NH<sub>4</sub>-N). Zudem können Pestizide im Falle eines Eintrages in den Kanal ein wesentliches Gefährdungspotential darstellen.

**Key-Words:** Abwasserversickerung, Grundwasserschutz, Leitparameter

## 1 Einleitung

Eine Versickerung von gereinigtem Abwasser wird prinzipiell in Erwägung gezogen, wenn ein entsprechender Vorfluter zur Aufnahme des gereinigten Abwassers fehlt bzw. die Ableitung zu einem Fließgewässer wirtschaftlich nicht möglich ist oder wenn in Trockengebieten eine Wiederverwendung des Wassers angestrebt wird.

Im Rahmen des Projektes „Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwasser“ wurde an Hand zweier im burgenländischen Seewinkel gelegener Kläranlagen (Gemeinden Halbturn und Frauenkirchen) untersucht, wie sich gereinigtes Abwasser im Untergrund ausbreitet und mit dem Grundwasser vermischt, welche chemisch-physikalischen bzw. mikrobiologischen Auswirkungen die Einleitung auf das Grundwasser hat, welcher Zusammenhang zur eingesetzten Verfahrenstechnik der Abwasserreinigung besteht und wie eine optimierte Planung und Überwachung in ähnlich gelagerten Fällen aussehen kann. Zusätzlich wurde eine weitere Kläranlage (Gemeinde Tadten) zum Vergleich der Wirkung verschiedener Nachreinigungssysteme vor einer Versickerung untersucht.

Die umfangreichen Ergebnisse dieser Untersuchung sind im Endbericht des Projektes, welcher über die Verfasser bezogen werden kann, im Detail dargestellt. Der vorliegende Beitrag fasst nur einige Detailspekte dieses Projektes zusammen. Dabei werden vor allem die Auswertung des Grundwassermonitoring sowie das Verhalten einiger chemisch-physikalischer bzw. hygienisch mikrobiologischer Parameter bei der Untergrundpassage näher behandelt.

## **2 Charakterisierung der Kläranlagen**

Details über die Reinigungsleistung der Kläranlagen wurde schon an anderer Stelle veröffentlicht (Vogel, Zessner, 2001; Kroiss *et al.*, 2002; Zessner *et al.*; 2003). Hier sollen die untersuchten Kläranlagen nur ganz kurz beschrieben werden. Die Kläranlagen der Gemeinden Halbturn, Frauenkirchen und Tadten sind alle mit einer weitestgehenden biologischen Reinigung (Schwachlastbelebung) des Abwassers ausgestattet. Allerdings besitzen sie unterschiedliche Nachreinigungsstufen. In Halbturn wird der Ablauf des Nachklärbeckens über einen Schönungsteich und einen Kiesfilter geleitet, bevor er über ein Sickerbiotop in den Untergrund infiltriert wird (Abbildung 1). In Frauenkirchen wird der Ablauf der Nachklärung ohne einen weiteren Reinigungsschritt über Rieselbeete versickert (Abbildung 2). Die Kläranlage Tadten ist mit einer Nachreinigung bestehend aus Sandfilter und UV-Desinfektion ausgestattet (Abbildung 3).

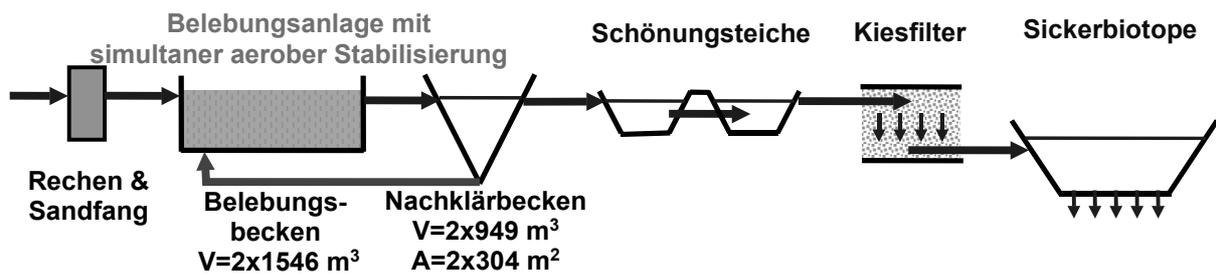


Abbildung 1: Schema der Kläranlage Halbtorn (Auslegung: 7000  $EW_{100}$   $\equiv$  5800  $EW_{120}$ ; mittlere Belastung: 2450  $EW_{120}$ ; max. Belastung im 2-Wochen-Mittel: 4300  $EW_{120}$ )

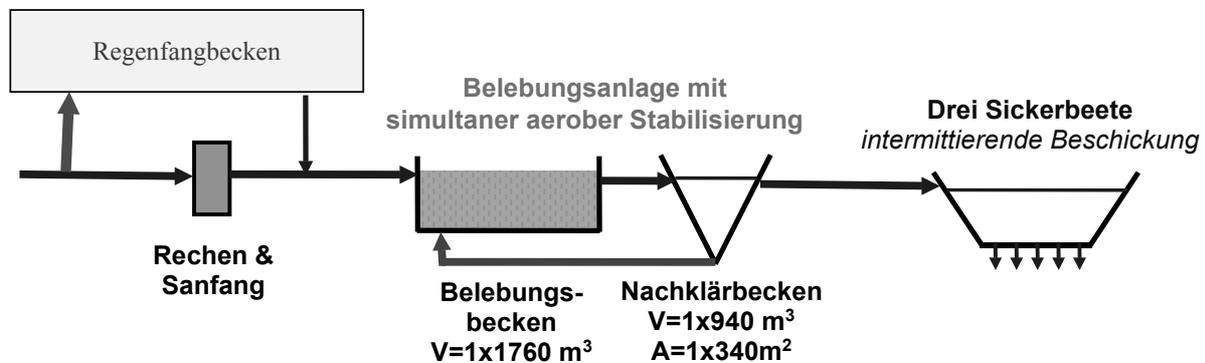


Abbildung 2: Schema der Kläranlage Frauenkirchen (Auslegung: 7250  $EW_{100}$   $\equiv$  6000  $EW_{120}$ ; mittlere Belastung: 2860  $EW_{120}$ ; max. Belastung im 2-Wochen-Mittel: 4700  $EW_{120}$ )

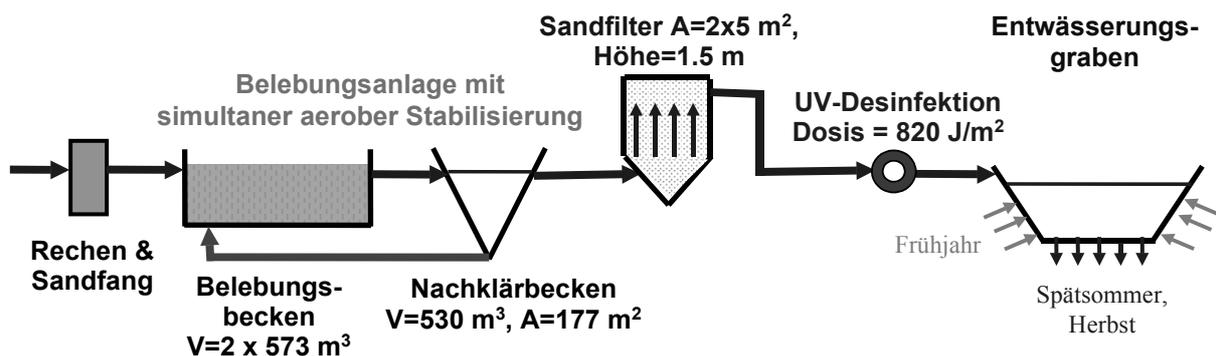


Abbildung 3: Schema der Kläranlage Tadten (Auslegung: 3000  $EW_{100}$   $\equiv$  2500  $EW_{120}$ ; mittlere Belastung: 1200  $EW_{120}$ ; max. Belastung im 2-Wochen-Mittel: 2000  $EW_{120}$ )

Auffällig für die Kläranlage Frauenkirchen ist die im Vergleich zu Tadten und Halbtorn häufig sehr große Zulauf-Wassermenge. Dies liegt einerseits daran, dass Frauenkirchen ein Mischkanalnetz besitzt, über das auch Regenwasser zur

Kläranlage abgeleitet wird. Andererseits führt das Eindringen von Grundwasser in das Kanalnetz vor allem bei hohen Grundwasserständen (Frühling) zu Zuflussmengen, die fallweise auch bei Trockenwetter bis zum fünffachen Schmutzwasseranfall ansteigen. Alle drei Kläranlagen weisen eine weitgehende TOC, Stickstoff und Phosphorentfernung auf.

### 3 Grundwasserverhältnisse

#### 3.1 Grundwasserleiter

Bei den in der Literatur häufig unter der Sammelbezeichnung „Seewinkelschotter“ beschriebenen riss- und würmeiszeitlichen Ablagerungen handelt es sich um diagenetisch kaum veränderte sandige Kiese (Tauber, 1959). Granulometrisch und lithologisch entsprechen diese etwa dem Spektrum der rezenten österreichischen Donau östlich von Wien. Lediglich in den südlichsten Bereichen des Seewinkels ist ein Sedimenteintrag aus dem Einzugsgebiet der Raab denkbar (Steiner, 1998).

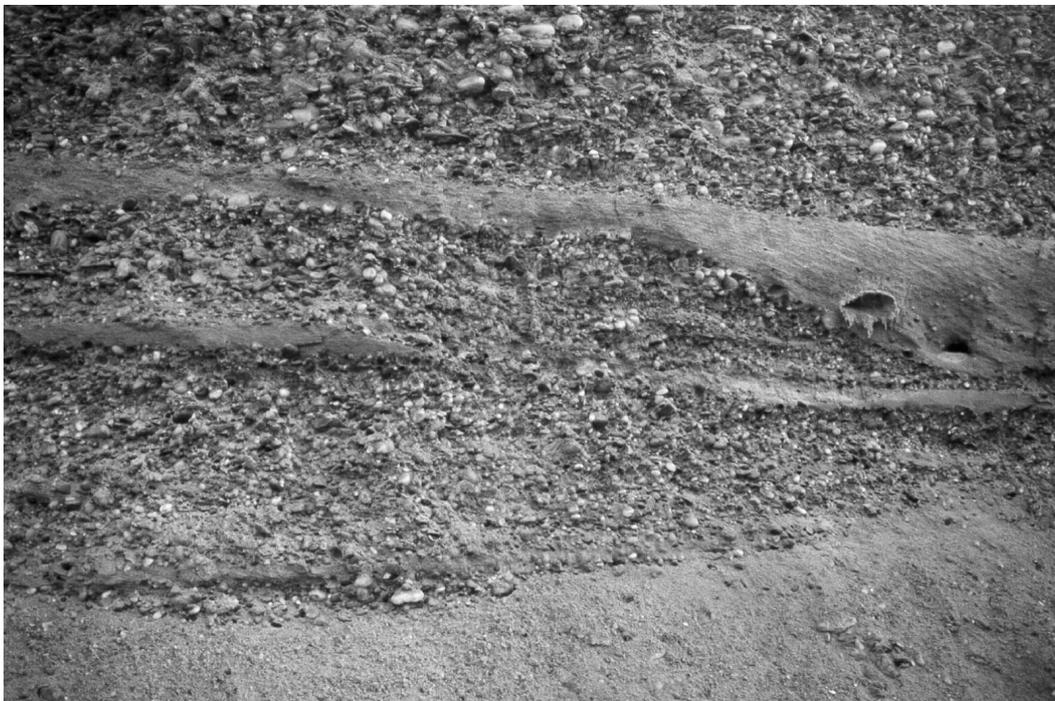


Abbildung 4: Kiesgrubenaufschluss Fa. Kirschner, südöstl. Kläranlage Halbturn  
Bildbreite in der Natur ca. 3,0 m

Das eiszeitliche Flusssystem entsprach vermutlich einem „braided-river-System“: Rasche Sedimenttransport- und Umlagerungsvorgänge in einem stark verzweigten und in ständigem Umbau begriffenen Flusssystem (Nebenarme der Donau) verhinderten zeitlich und räumlich anhaltende Kornsortierungsvorgänge, sodass es nicht zur Bildung ausgedehnter homogener Sedimentkörper kommen konnte. Der im Geländeaufschluss in der südöstlich der Kläranlage Halbturn gelegenen Schottergrube erkennbare Sedimentaufbau (Abbildung 4) ist typisch für derartige Bildungen: Der Schotterkörper ist in sich sehr heterogen und weist einen generell sehr hohen Sandanteil auf. Einheitliche Sedimentstrukturen wie die in Abbildung 4 gezeigte Sandbank bleiben auf eine Größenordnung von wenigen Metern beschränkt.

Generell ist eine Zunahme der Schottermächtigkeit im Seewinkel von Richtung West-Nord-West nach Ost-Süd-Ost festzustellen. Während die „Seewinkelschotter“ bei Podersdorf auskeilen, beträgt ihre durchschnittliche Mächtigkeit südlich von Andau bereits über 20 m. Diese Zunahme ist auf die tektonische Absenkung der Kleinen Ungarischen Tiefebene zurückzuführen. Die Schottermächtigkeit ist allerdings, bedingt durch die deutliche Reliefierung des präquartären Untergrundes, starken lokalen Schwankungen unterworfen, was sich auch in den geoelektrischen Profilen widerspiegelt. Südöstlich von Frauenkirchen sind beispielsweise relative Höhenunterschiede von über 10 m auf eine Horizontaldistanz von weniger als 100 m festzustellen (Tauber, 1959).

### **3.2 Grundwasserverhältnisse in den Bereichen der Kläranlagenstandorte**

Die Auswertungen der während der Projektphase gemachten Grundwasserstandsmessungen bestätigten die aus früheren, großräumigeren Forschungsarbeiten bekannten generellen Grundwasserverhältnisse.

Im Standort Halbturn herrscht eine klare von Nord-West nach Süd-Ost gerichtete Grundwasserströmung vor. Im Standort Frauenkirchen hingegen strömt das Grundwasser ausgehend vom Kläranlagenbereich zwischen Ost-Nord-Ost bis West-Nord-West in alle Richtungen, wobei durch die kuppenförmige Aufhöhung des Grundwasserspiegels durch die Versickerung und das kleine Grundwasserspiegelgefälle dieser Effekt noch verstärkt wird.

## 4 Beeinflussung der Grundwasserqualität

### 4.1 Gegenüberstellung der Qualität von Grundwasser und Abwasser

Im Rahmen des Projektes wurde eine Vielzahl von Parametern in Hinblick auf eine etwaige negative Beeinflussung der Grundwasserqualität betrachtet. Die Auswahl der untersuchten Parameter erfolgte an Hand der Vorgaben der Trinkwasserverordnung, der Grundwasserschwellenwertverordnung und der Grundwasserschutzverordnung. Weiters wurden einige hormonell (endokrin) wirksame Substanzen (z.B. Nonylphenol, Bisphenol A), welche in Hinblick auf Umweltrelevanz vermehrt in den Blickpunkt der Forschung gerückt sind, und Parameter, welche als konservative Tracer für das Abwasser im Untergrund in Frage kommen, in das Untersuchungsprogramm aufgenommen (DAS-1, DSPB, Coffein). Eine detaillierte Zusammenstellung von Probenahmehäufigkeit und Frequenzen ist Kroiss et al. (2002) zu entnehmen. Eine Gegenüberstellung der Konzentrationen im gereinigten Abwasser und im im durch die Versickerung unbeeinflussten Grundwasser für die einzelnen Standorte ist für eine Auswahl einiger wesentlicher Parameter in Tabelle 1 zusammengefasst. Die Mittelwerte von weiteren Parametern in Abwasser und Grundwasser sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Gehalte ausgewählter Parameter im unbeeinflussten Grundwasser und im Ablauf der Kläranlagen mit den Grenzwerten der Grundwasserschwellenwertverordnung sowie mit Parameterwerten bzw. Indikatorwerten der Trinkwasserverordnung

	Na	Cl	B	K	DOC	NO <sub>3</sub> -N	NO <sub>2</sub> -N	NH <sub>4</sub> -N	PO <sub>4</sub> -P	O <sub>2</sub>
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
<b>Halbturn</b>										
Grundwasser Mittelwert	29	73	0,06	2,5	2,3	28	0,0015	0,010	0,012	5,2
GW MW+Standardabweichung	48	111	0,07	4,2	2,9	42	0,0018	0,019	0,019	3,8
Ablauf KA MW	101	126	1,31	28	6,6	0,6	0,01	0,28	0,31	
<b>Frauenkirchen</b>										
Grundwasser Mittelwert	63	83	0,07	4,2	2,4	20	0,020	0,016	0,009	2,2
GW MW+Standardabweichung	97	113	0,10	7,4	3	31	0,047	0,034	0,017	0,8
Ablauf KA MW	75	80	0,78	19	5,4	1,63	0,12	0,38	0,21	
<b>Tadten</b>										
Grundwasser Mittelwert	153	88	0,13	5,9	4,9	1,0	0,009	0,05	0,035	0,6
GW MW+Standardabweichung	178	102	0,18	7,7	6,8	2,7	0,023	0,08	0,079	0,0
Ablauf KA MW	125	141	1,55	27	6,9	6	0,04	0,45	0,30	
Grundwasserschwellenwert <sup>1)</sup>	30	60	0,6	12		10,2	0,003	0,023	0,18	
(Indikator-) Parameterwert <sup>2)</sup>	200	200	1,0			11,3	0,03	0,39		

<sup>1)</sup> Grundwasserschwellenwertverordnung (XXX ... Überschreitung der Grenzwerte)

<sup>2)</sup> Trinkwasserverordnung (XXX ... Überschreitung der Parameter/Indikatorwerte)

Tabelle 2: Gegenüberstellung der mittleren Gehalte untersuchter Parameter im unbeeinflussten Grundwasser und im Ablauf der Kläranlagen mit den Grenzwerten der Grundwasserschwellenwertverordnung sowie mit Parameterwerten bzw. Indikatorwerten der Trinkwasserverordnung

		unbeeinflusstes Grundwasser	Ablauf Kläranlagen	Zulauf Kläranlagen	Trinkwasserverordnung		Grundwasser- schwellenwert
		Mittelwert	Mittelwert	Mittelwert	Parameterwert	Indikatorwert	
TOC	mg/l	3	7	-	-	-	-
HCO <sub>3</sub>	mg/l	335	346	-	-	-	-
SO <sub>4</sub>	mg/l	132	141	-	-	-	-
Ca	mg/l	134	79	-	-	-	-
Mg	mg/l	45	32	-	-	-	-
Temp	°C	13	16	-	-	-	-
Lf	µS/cm	904	1213	-	-	-	-
pH		7,23	7,92	-	-	-	-
Fluorid	mg/l	0,18	0,15	-	1,50	-	0,90
Cyanid gesamt	mg/l	<0,01	<0,01	-	0,05	-	0,03
Eisen	mg/l	<0,02	0,10	-	-	0,20	-
Mangan	mg/l	<0,0005	0,07	-	-	0,05	-
Aluminium	mg/l	<0,005	0,02	-	0,20	-	0,06
Antimon	mg/l	<0,001	<0,001	-	-	0,01	-
Arsen	mg/l	0,001	<0,001	-	-	0,01	0,03
Barium	mg/l	0,032	0,01	-	-	-	-
Selen	mg/l	0,0017	<0,001	-	0,01	-	-
Silber	mg/l	<0,001	<0,001	-	-	-	-
Blei	mg/l	<0,001	<0,001	-	0,01	-	0,03
Cadmium	mg/l	<0,0005	<0,0005	-	0,01	-	0,003
Chrom	mg/l	<0,001	<0,001	-	0,05	-	0,03
Kupfer	mg/l	0,0017	0,0016	-	2,00	-	0,06
Nickel	mg/l	<0,005	<0,005	-	0,02	-	0,06
Quecksilber	mg/l	<0,00005	<0,00005	-	0,001	-	0,001
Zink	mg/l	0,07	0,02	-	-	-	1,80
Phenolindex	mg/l	<0,003	<0,003	-	-	-	-
Anionische Tenside	mg/l	<0,05	<0,05	-	-	-	-
Summe Kohlenwasserstoffe	mg/l	0,03	0,04	-	-	-	0,06
Summe LHKW mit BG	µg/l	<5	<5	-	-	-	18,00
Summe PAK mit BG	µg/l	<0,06	<0,06	-	-	-	0,10
AOX	µg/l	29	31	-	-	-	-
Molybdän	mg/l	-	<0,001	-	-	-	-
Titan	mg/l	-	0,01	-	-	-	-
Zinn	mg/l	-	<0,001	-	-	-	-
Beryllium	mg/l	-	<0,0005	-	-	-	-
Uran	mg/l	-	0,01	-	-	-	-
Vanadium	mg/l	-	<0,002	-	-	-	-
Kobalt	mg/l	-	<0,001	-	-	-	-
Thallium	mg/l	-	<0,001	-	-	-	-
Tellur	mg/l	-	<0,001	-	-	-	-
LAS	µg/l	2	7	16675	-	-	-
Phenol	ng/l	38	323	664028	-	-	-
4-n-Nonylphenol	ng/l	n.n.	22	1663	-	-	-
Bisphenol A	ng/l	90	66	1097	-	-	-
DAS-1	ng/l	467	2205	8776	-	-	-
DSBP	ng/l	70	196	2446	-	-	-
Coffein	ng/l	19	125	59083	-	-	-

Bor, Kalium, DOC, Ammonium, Nitrit und Phosphat sind jene Parameter die im gereinigten Abwasser am deutlichsten über den Werten im durch die Versickerung unbeeinflussten Grundwasser liegen. Hier kommt es auch im Ablauf der Kläranlage zu Überschreitungen der Grenzwerte der Grundwasserschwellenwertverordnung bzw. von Parameter bzw. Indikatorwerten der Trinkwasserverordnung. Andere Parameter wie Chlorid oder Natrium überschreiten im Kläranlagenablauf ebenfalls die Grenzwerte der

Grundwasserschwellenwertverordnung, allerdings liegt die Grundbelastung des Grundwassers in einer vergleichbaren Größenordnung.

Der Nitratgehalt im gereinigten Abwasser ist deutlich geringer als jener im Grundwasser. Parameter wie die Schwermetalle aber auch Summe der Kohlenwasserstoffe oder anionische Tenside liegen in Abwasser und Grundwasser unter der Nachweisgrenze oder weisen in beiden Medien keine deutlichen Unterschiede auf. Die Pestizidalanalytik wies in einem Fall deutlich erhöhte Konzentrationen auf, was auf Einbringen von Pestizidrückständen durch das Auswaschen von Spritzmittelbehältern zurück zu führen war. Neben den hier dargestellten chemisch-physikalischen Parametern sind es vor allem die mikrobiologisch hygienischen Parameter, denen bei der Beurteilung der Beeinflussung der Grundwasserqualität durch Abwasserversickerung eine ganz entscheidende Rolle zukommt (Kavka, 2002).

#### **4.2 Abschätzung von Fließzeiten**

Neben den Untersuchungen im gereinigten Abwasser und im von der Abwasserversickerung unbeeinflussten Grundwasser, wurden im Einflussbereich der Versickerung Grundwassersonden errichtet und über 2 Jahre insgesamt 19 mal beprobt. An Hand des Chemismus dieser Wasserproben ist zu erkennen, dass sowohl in Frauenkirchen als auch in Halbtorn einige der Grundwassersonden überwiegend durch versickerndes Abwasser dotiert werden. Treten nun charakteristische Schwankungen verschiedener Parameter im Ablauf der Kläranlagen auf, kann versucht werden, diese Schwankungen in den durch die Versickerung stark beeinflussten Grundwassersonden wieder zu finden und so über die Verzögerungen dieser Änderungen Größenordnungen von Fließzeiten im Untergrund zu ermitteln. Mit Hilfe einer Kreuzkorrelation werden die Zeitreihen soweit gegeneinander verschoben bis das Bestimmtheitsmaß ( $r^2$ ) der Korrelation zwischen den Datenreihen ein Maximum annimmt. Die Zeit, um welche die Datenreihen gegeneinander verschoben werden müssen, bis die Korrelation ein Optimum aufweist, gibt einen Anhaltspunkt über die Fließzeit von der Versickerung bis zur jeweiligen Grundwassersonde.

Die Vorgangsweise soll nun am Beispiel Halbtorn näher erläutert werden. Wie zu erwarten ist, zeigt vor allem die Temperatur im Sickerbiotop einen charakteristischen Jahresgang, welcher weitgehend mit der Lufttemperatur

einhergeht. In einem ersten Ansatz wurde daher der Jahresgang der Temperatur im Sickerbiotop, von dem aus das Abwasser im Untergrund versickert, mit dem Temperaturgängen in den einzelnen Sonden verglichen. Abbildung 5 zeigt den Temperaturgang im Sickerbiotop, in den Sonden hp1 (50 Meter von der Mitte des dotierenden Sickerbiotopes entfernt) und hsr 4 (65 Meter von der Mitte des dotierenden Sickerbiotopes). Zudem ist der Temperaturjahresgang der Referenzsonde hsr1 angegeben, welche von der Versickerung unbeeinflusst ist (Lage der Messstellen siehe auch Kapitel 4.3).

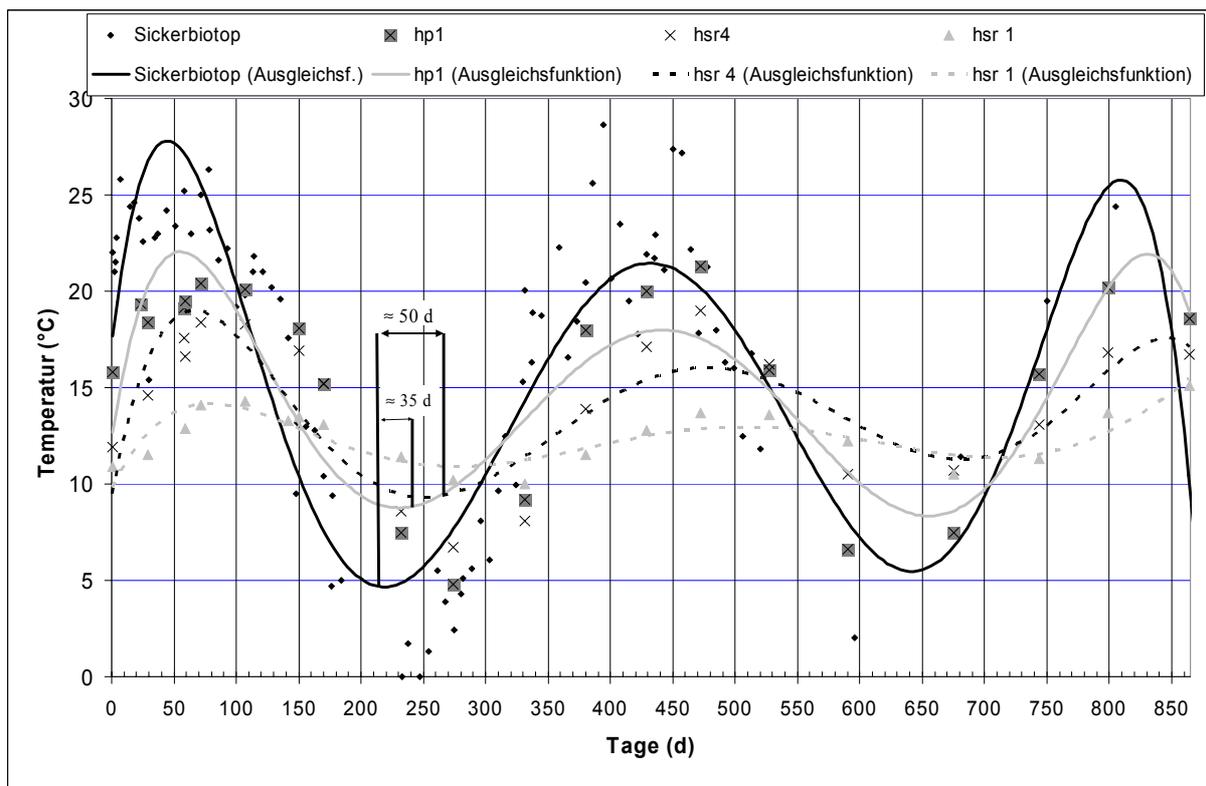


Abbildung 5: Temperaturgang Versickerungsbiotop Halturn und Grundwassersonden, hp1, hsr4 und hsr1.

Während der Temperaturgang im Sickerbiotop im Wesentlichen durch die Lufttemperatur geprägt ist und der Temperaturgang in hsr 1 ähnlich verläuft, wie es einem typischen Verlauf der Grundwassertemperatur im Seewinkel entspricht (im Vergleich mit den Messstellen der Wassergütererhebungsverordnung), zeigen die Sonden hp1 und hsr4 deutlich den Einfluss der Versickerung. Der Jahresgang des Biotopes tritt verzögert und gedämpft in den beiden Sonden auf. Zur Berechnung der Kreuzkorrelation wurden Ausgleichsfunktionen 6. Ordnung der Messdaten verwendet. Die beste Korrelation ergab sich bei einer Verschiebung der Datenreihe von hp1 gegenüber jener des Sickerbiotops von 20

Tagen und bei der Verschiebung der Datenreihe von hsr4 von 43 Tagen (Abbildung 5). In den Sonden, welche in weiterer Entfernung und unterhalb der Versickerung liegen (hp2 165 m, hp3 170 m und hp4 230 m von der Mitte des voraussichtlich maßgebenden Versickerungsbeckens), kann die Beeinflussung der Temperatur des versickernden Abwassers nicht mehr nachgewiesen werden. Der Temperaturgang dürfte hier überwiegend lokal geprägt sein, während der Temperaturgang des Biotops soweit gedämpft ist, dass er nicht mehr erkennbar ist. Neben der Temperatur weisen auch Chlorid und Sulfat deutliche Konzentrationsschwankungen im Jahresgang auf.

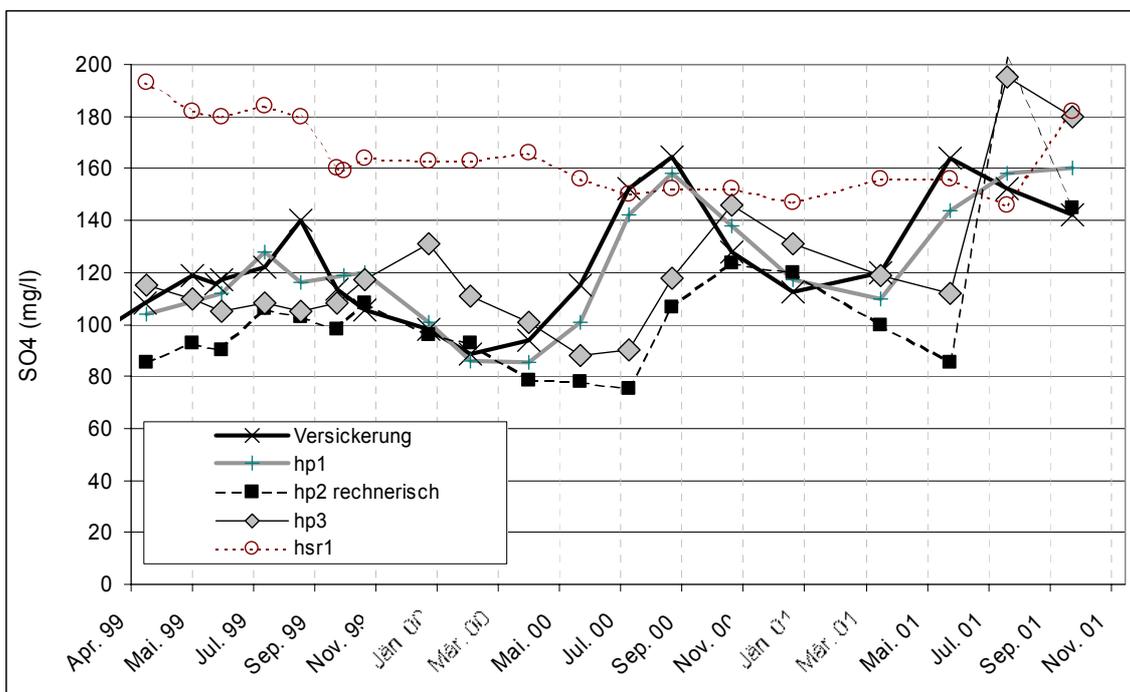


Abbildung 6: Jahresgang für Sulfat im versickernden Abwasser der KA Halbturn und in den Grundwassersonden hp1, hp2 (rechnerisch), hp3 und hsr1.

Abbildungen 6 und 7 zeigen den Jahresgang für Sulfat und Chlorid im versickernden Abwasser und in einigen ausgewählten Sonden (hp1, hp2 hp3 und hsr1). Während in der von der Versickerung unbeeinflussten Sonde hsr1 eine relativ konstante Konzentration von Sulfat und Chlorid auftrat, finden sich die Schwankungen in den Konzentrationen des versickerten Abwassers Zeit verzögert auch in den beeinflussten Sonden wieder.

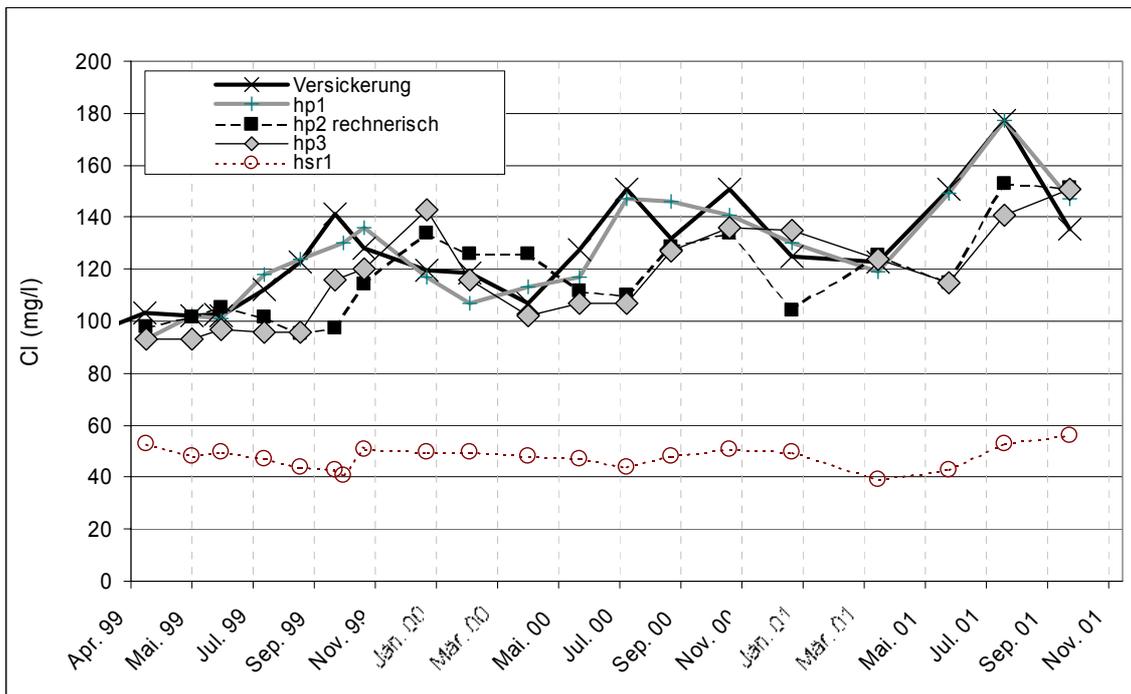


Abbildung 7: Jahresgang für Chlorid in versickernden Abwasser der KA Halbturn und in den Grundwassersonden hp1, hp2 (rechnerisch), hp3 und hsr1.

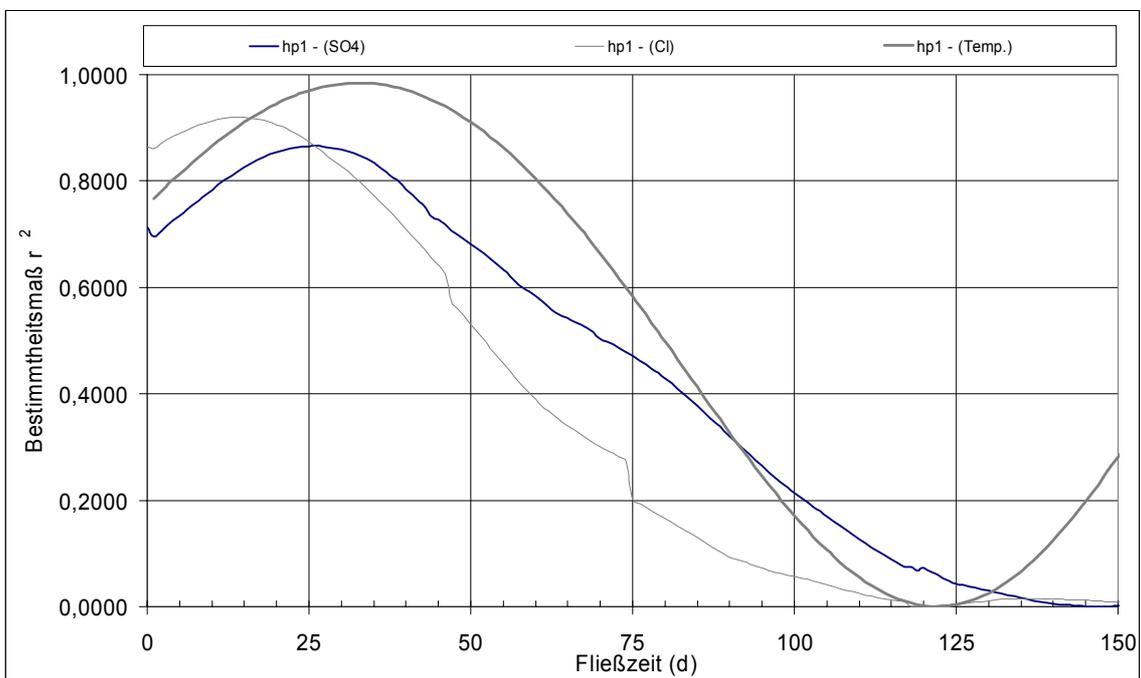


Abbildung 8: Bestimmtheitsmaß der Kreuzkorrelation für die Parameter Temperatur, Sulfat und Chlorid in der Sonde hp1.

Zur Berechnung der Kreuzkorrelationen wurde für die Konzentrationen im versickernden Abwasser eine lineare Interpolation zwischen den Messwerten

angenommen. In Abbildung 8 ist die Entwicklung des Bestimmtheitsmaßes der Korrelation in Abhängigkeit von der angenommenen Fließzeit bis zur Sonde hp1 für die Parameter Temperatur, Sulfat und Chlorid aufgetragen. Abbildung 9 zeigt für das Chlorid die Entwicklung des Bestimmtheitsmaßes für die Sonden hp1, hp2 und hp3 je nach Fließzeit.

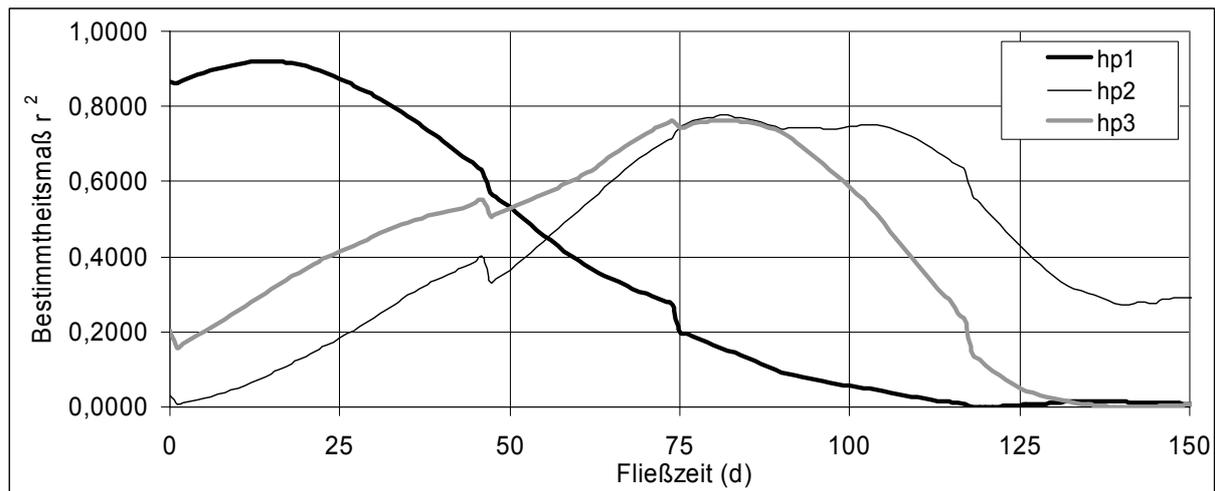


Abbildung 9: Bestimmtheitsmaß der Kreuzkorrelation für den Parameter Chlorid in den Sonde hp1, hp2 und hp3.

Tabelle 3: Abschätzung von Fließzeiten mit Hilfe der Jahressgänge der Parameter Temperatur, Chlorid und Sulfat.

Brunnen/ Sonde	Entfernung*	Temperatur	Cl	SO4	Transportmodell
	(m)	Fließzeit (d)			
hp1	50	35	18	27	18
hsr4	65	50	26	52	25
hp2	165	k.a.	82–105	90	110
hp3	170	k.a.	82	114	105
hp4	230	k.a.	120	(210)	140

\* von der Mitte des jeweils dotierenden Sickerbiotop

k.a.: keine Auswertung möglich

Es zeigt sich, dass eine genaue Bestimmung der Fließzeit mit Hilfe der gewählten Methodik nicht möglich ist. Die Maxima des Bestimmtheitsmaßes sind nicht immer ganz eindeutig und über verschiedene Parameter werden unterschiedliche Optima festgestellt. Zudem ist zu bedenken, dass die Fließzeit von den Versickerungsbiotopen zu den Grundwassersonden keine konstante Größe ist, sondern auch mit der Zeit (in Abhängigkeit von Grundwasserstand

und Abwassermenge) schwanken kann. Mit der beschriebenen Vorgangsweise ist es jedoch gut möglich mittlere Fließzeiten abzuschätzen. Die Tabelle 3 zeigt eine Zusammenstellung der über verschiedene Parameter ermittelten Fließzeiten.

Die Fließgeschwindigkeiten, die sich zwischen der Versickerung und den Sonden hin aus dieser Abschätzung ergeben würden, liegen zwischen 1 und 2 m/d. Tendenziell sind die Fließzeiten, welche sich über den Jahresgang der Temperatur ableiten lassen, größer als jene, welche über die Parameter Chlorid und Sulfat abgeschätzt werden. Neben der Auswertung der Messdaten wurde im Rahmen des Projektes auch ein instationäres numerisches Grundwasser-Transportmodell angewandt (Blaschke, 2002). Die über das Grundwassermodell ermittelten Fließzeiten liegen in derselben Größenordnung wie die über die Jahresgänge ermittelten.

Für die Kläranlage Frauenkirchen wurde in ähnlicher Weise vorgegangen. Die Ergebnisse dieser Abschätzungen sind in der Tabelle 4 zusammengefasst.

Tabelle 4: Ergebnisse der Kreuzkorrelation der Parameter Temperatur, B, Cl, NO<sub>3</sub> für verschiedene Grundwassermessstellen.

<b>Sonde</b>	<b>Entfernung*</b> <b>(m)</b>	<b>Temperatur</b>	<b>Bor</b>	<b>Chlorid</b>	<b>Nitrat</b>	<b>Grundwassermodell</b>
<b>Fließzeit (d)</b>						
<b>fs1</b>	(10) - 50	25	10	10	k.a.	135
<b>fs2</b>	(10) - 60			10	12	35
<b>fsr1</b>	ca. 85	70	50	30	40	50
<b>fsr2</b>	ca. 145	k.a.	100	110	k.a.	195
<b>fsr3</b>	ca. 350	k.a.	k.a.	k.a.	k.a.	1150

\* Die tatsächliche Entfernung von der Versickerung ist stark schwankend, da die Versickerungsbecken fallweise gefüllt, zumeist jedoch trocken sind.  
 k.a.: keine Auswertung möglich

Die Fließgeschwindigkeiten in Frauenkirchen dürften im Nahbereich der Kläranlage in einer ähnlichen Größenordnung liegen wie in Halbtorn. Wieder würde über die Temperatur tendenziell auf eine höhere Fließzeit geschlossen werden als über die chemischen Parameter. Im Vergleich mit den Ergebnissen des Transportmodells fällt auf, dass für die sehr nahe an den Versickerungsbecken gelegenen Sonden fs1 und fs2 keine gute Übereinstimmung der Ergebnisse gegeben ist. Dies liegt an der unklaren Situation in Hinblick auf den tatsächlichen Ort der Versickerung (fallweise punktförmige, fallweise flächige Versickerung). Für die Grundwassersonde fsr 3 konnten die Jahresgänge des Ablaufes der Kläranlage nicht mehr nachgewiesen

werden. Fließzeiten konnten nur über das Grundwassermodell gerechnet werden. Durch die lange Fließzeit dürfte die Dämpfung von Schwankungen im Ablauf zu groß sein.

### 4.3 Abschätzung von Mischungsverhältnissen

Soll der Grad der Dotierung des Grundwassers über das versickernde Abwasser abgeschätzt werden, bietet sich dazu eine einfache Mischungsrechnung an. Unter der Annahme, dass ein Parameter im Untergrund unverändert bleibt, lässt sich, wenn die Ausgangskonzentration im Abwasser und im zuströmenden Grundwasser bekannt ist, für eine Probenahmestelle im Mischungsbereich über die jeweilige Konzentration dieses Parameters an der jeweiligen Stelle der prozentuelle Anteil von Abwasser und Grundwasser errechnen. Allgemein formuliert kann dabei nach folgender Formel vorgegangen werden:

$$C_{ABW} * Q_{ABW} + C_{GW} * Q_{GW} = C_M * (Q_{ABW} + Q_{GW})$$

Für die Berechnung des Mischungsverhältnisses in Prozent kann angenommen werden:

$$Q_{ABW} [\%] + Q_{GW} [\%] = 100 [\%]$$

damit ergibt sich:

$$Q_{ABW} [\%] = (C_M - C_{GW}) / (C_{ABW} - C_{GW}) * 100$$

$C_{ABW}$  = Konzentration im Abwasser [mg/l]

$Q_{ABW}$  = Mischungsanteil an Abwasser [%]

$C_{GW}$  = Konzentration im zufließenden Grundwasser

$Q_{GW}$  = Mischungsanteil an Grundwasser [%]

$C_M$  = Mischkonzentration an der jeweiligen Grundwassermessstelle im Einflussbereich der Versickerung [mg/l]

Bor ist im Untergrund konservativ und weist eine regional und zeitlich konstante Differenz zwischen den Konzentrationen im Abwasser und im Grundwasser auf. Bor ist damit als Tracer-Parameter für die Ausbreitung der Abläufe der untersuchten Kläranlagen im Grundwasser gut geeignet. Für den Nahbereich der Kläranlagen, für den „natürliche“ Schwankungen der Konzentrationen weniger ins Gewicht fallen, können zum Vergleich auch Natrium und Chlorid und für den Fall, dass eine Denitrifikation bzw. eine Desulfatation keine Rolle spielt auch Nitrat und Sulfat für die Berechnung von Mischungsverhältnissen herangezogen werden.

Auf Grund der Fließzeiten im Untergrund können die Konzentrationen im Ablauf der Kläranlagen nicht direkt den Konzentrationen in den durch die Versickerung beeinflussten Sonden gegenübergestellt werden. Wie in Kapitel 4.2 gezeigt wurde muss eine Zeitverzögerung berücksichtigt werden. Dazu ist es erforderlich die Formel zur Berechnung der Mischungsverhältnisse anzupassen.

Der Abwasseranteil in einer Messsonde wird nicht anhand des Mittelwertes aller erhobenen Konzentrationsmessungen zu allen Beprobungsterminen ermittelt, sondern die berechneten Fließzeiten werden für die jeweilige Sonde miteinbezogen. Folgende Gleichung wird verwendet:

$$Q_{ABW} (\%) = \frac{C_{M(t)} - C_{GW, MW}}{C_{ABW(t-f)} - C_{GW, MW}} * 100$$

*MW*=Mittelwert der Messungen im unbeeinflussten Grundwasser,

*t*=Beprobungstermin (Monat),

*f*=Fließzeit in Monaten.

Als Beispiel wird folgend der Abwasseranteil anhand des Parameters Bor für den Beprobungstermin Februar 2000 in der Grundwassersonde hp3 berechnet. hp3 liegt 170 Meter von der Mitte des dotierenden Biotopes entfernt. Die Fließzeit wurde mit ungefähr 80-130 Tagen (drei-vier Monate) ermittelt (Kapitel 4.2).

1. Die Konzentration von Bor wurde für den Beprobungstermin 28. Februar 2000 mit 1,16 mg/l analysiert
2. Die mittlere Konzentration von Bor in der von der Versickerung unbeeinträchtigten Grundwassersonde beträgt 0.07 mg/l (Mittelwert aller Beprobungstermine)
3. Die Fließzeit des gereinigten Abwassers vom Ort der Versickerung zu hp3 beträgt drei Monate ( $f = 3$ ). Der Mittelwert aller Ablaufdaten (Tagesmischprobe, Schönungsteich, Kiesfilter, Versickerungsbiotop) wird auf Grund der drei monatigen Fließzeit für den Beprobungstermin 16. November 1999 zur Berechnung herangezogen und beträgt 1,32 mg/l.
4. Der Anteil des gereinigten Abwassers in der Sonde hp3 beträgt im Februar 2000 unter Berücksichtigung der abgeschätzten Fließzeit etwa 87%.

In Abbildung 10 und 11 ist der zeitliche Verlauf der Vermischung des Abwassers mit dem Grundwasser für zwei Messstellen im Abstrombereich der Einleitung der Kläranlage Halbturn exemplarisch dargestellt.

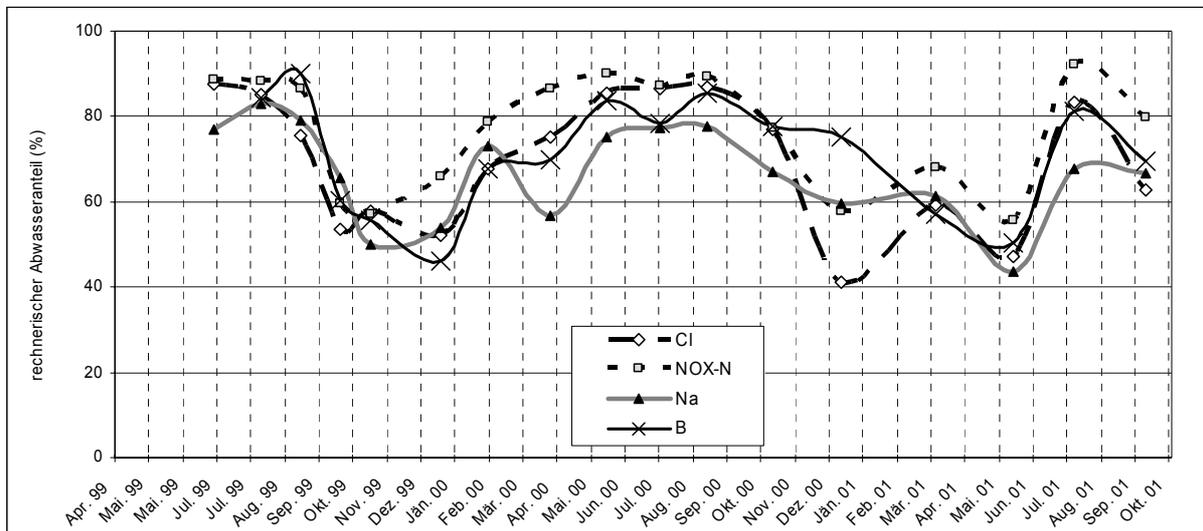


Abbildung 10: Zeitlicher Verlauf des rechnerischer Abwasseranteil, berechnet an Hand der Parameter Cl, NO<sub>3</sub>-N, Na und Bor für die Grundwassersonde hp2.

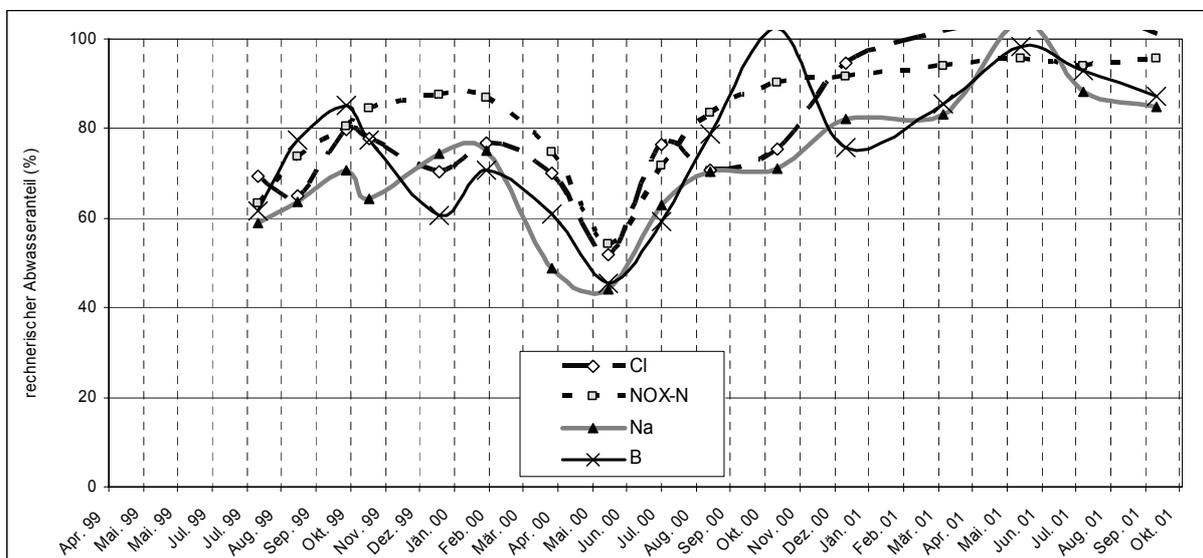


Abbildung 11: Zeitlicher Verlauf des rechnerischer Abwasseranteil berechnet an Hand der Parameter Cl, NO<sub>3</sub>-N, Na und Bor für die Grundwassersonde hp4.

Es ist zu erkennen, dass für beide Grundwassermessstellen über verschiedene Parameter ähnliche Ergebnisse sowohl in Hinblick auf den Anteil des Abwassers in der jeweiligen Messstelle als auch in Hinblick auf die zeitliche Schwankung dieses Anteiles errechnet wurden. Beide Messstellen liegen im Einflussbereich

der Versickerung und es liegt ein Abwasseranteil von 40 bis 90 % vor. Die Tabelle 5 gibt eine Zusammenstellung der mittleren Abwasserdotierung in verschiedenen Messstellen im Bereich der Versickerung der Kläranlage Halbturn. Neben den Abwasseranteilen sind auch die Entfernung der Messstelle von der Versickerung und die mit dem Grundwassermodell errechneten Fließzeiten im Untergrund ab der Versickerung angegeben. Für die Messstellen h1, h2, h3, h4 und h5 wurde der Abwasseranteil an Hand einer Messung nur über Bor berechnet.

Tabelle 5: Charakterisierung der Messstellen

Messstellen Nr.	Abstand von der Versickerung	Fließzeit ab Versickerung	Mittlerer Abwasseranteil
	(m)	(d)	(%)
HSR1	170	-	0
HSR3	110	-	5
HSR2	10	3	100
HP1	50	18	100
HSR4	65	25	100
HP2	165	110	72
HP3	170	105	91
HP4	230	140	76
h3	1360	-	6
h1	1380	-	8
h2	1400	-	5

Abbildung 12 zeigt die Lage der Messstellen zur Versickerung und die räumliche Ausbreitung des Abwassers (angegeben als räumliche Verteilung des Abwasseranteils im Grundwasser) nach 4 Jahren Betriebszeit (Inbetriebnahme 1997), wie sie mit dem Grundwassertransportmodell berechnet wurde. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus der Modellrechnung mit jenen aus der Mischungsrechnung.

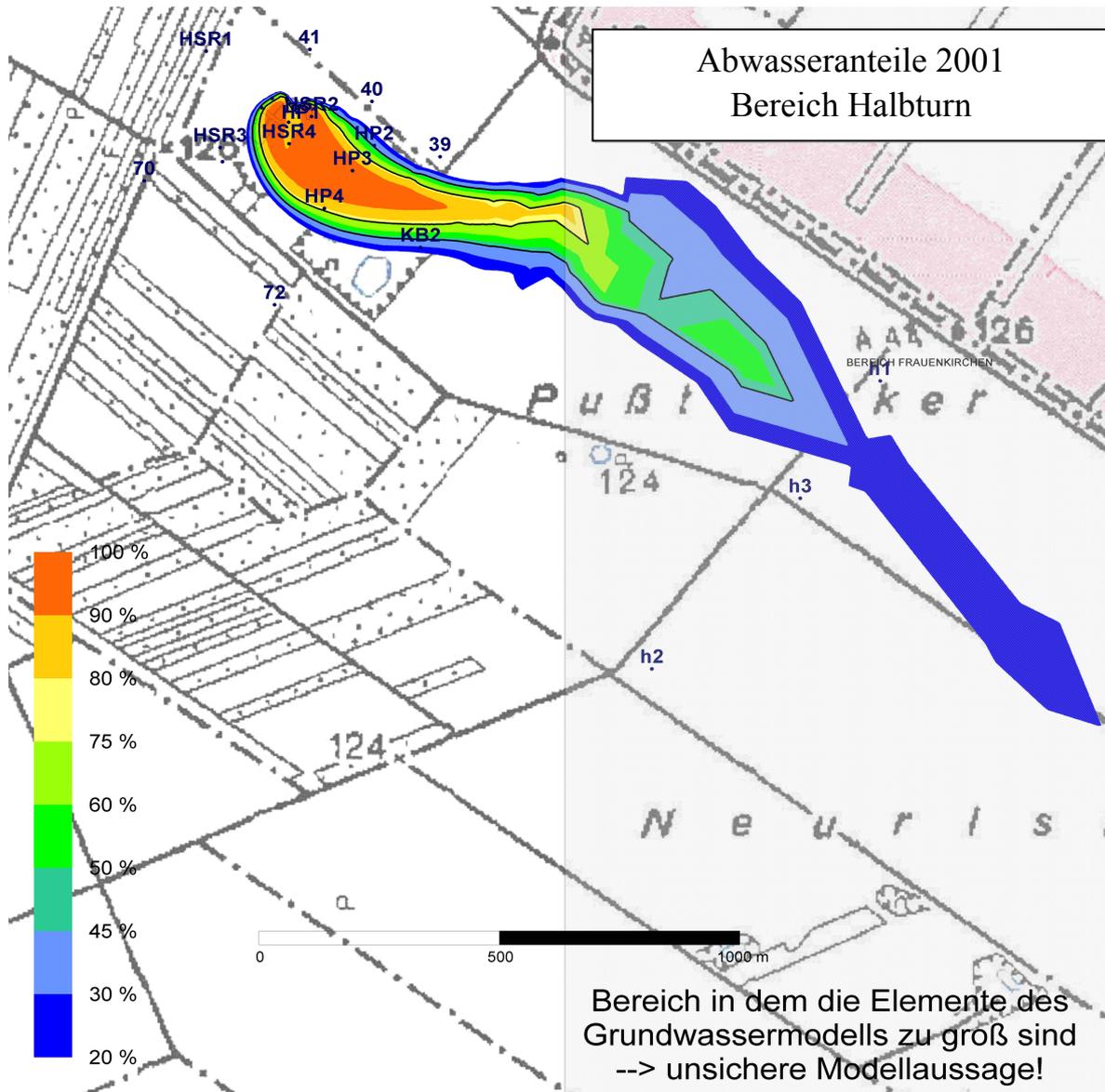


Abbildung 12: Lage der Messstellen und Ausbreitung der Abwasserfahne (in % Abwasseranteil) im Bereich Halbturn.

In Frauenkirchen wurde in ähnlicher Weise vorgegangen. Da sich hier das Abwasser von der Versickerung in alle Richtungen ausbreitet, konnte im Nahbereich der Kläranlage keine unbeeinflusste Grundwassermessstelle als Referenz für die Grundbelastung des Grundwassers gefunden werden. Als Ausgangswert im Grundwasser wurde der Mittelwert der drei WGEV-Sonden, die dem Standort der Kläranlage Frauenkirchen am nächsten gelegen sind, verwendet. Die Tabelle 6 zeigt Fließwege, Fließzeiten und mittlere Abwasseranteil im Grundwasser, die aus der Mischungsrechnung ermittelt wurden, für verschiedenen Messstellen in Bereich der Kläranlage Frauenkirchen.

Die Abbildung 13 zeigt die Lage der Messstellen und die Ausbreitung des Abwassers im Untergrund nach 11 Jahren Betrieb (Inbetriebnahme 1990) wie sie mit Hilfe des Grundwassertransportmodells errechnet wurde. Die Ergebnisse der Mischungsrechnung und Grundwassertransportmodellierung zeigen beide eine Ausbreitung der Abwasserfahne in alle Richtungen, wobei es mit größerem Abstand von der Versickerung zu einer zunehmenden Verdünnung kommt. Das Transportmodell eignet sich daher sehr gut um die räumliche und zeitliche Ausbreitung des Abwassers zu berechnen, welche über den durch Messungen erfassten Bereich hinausgeht.

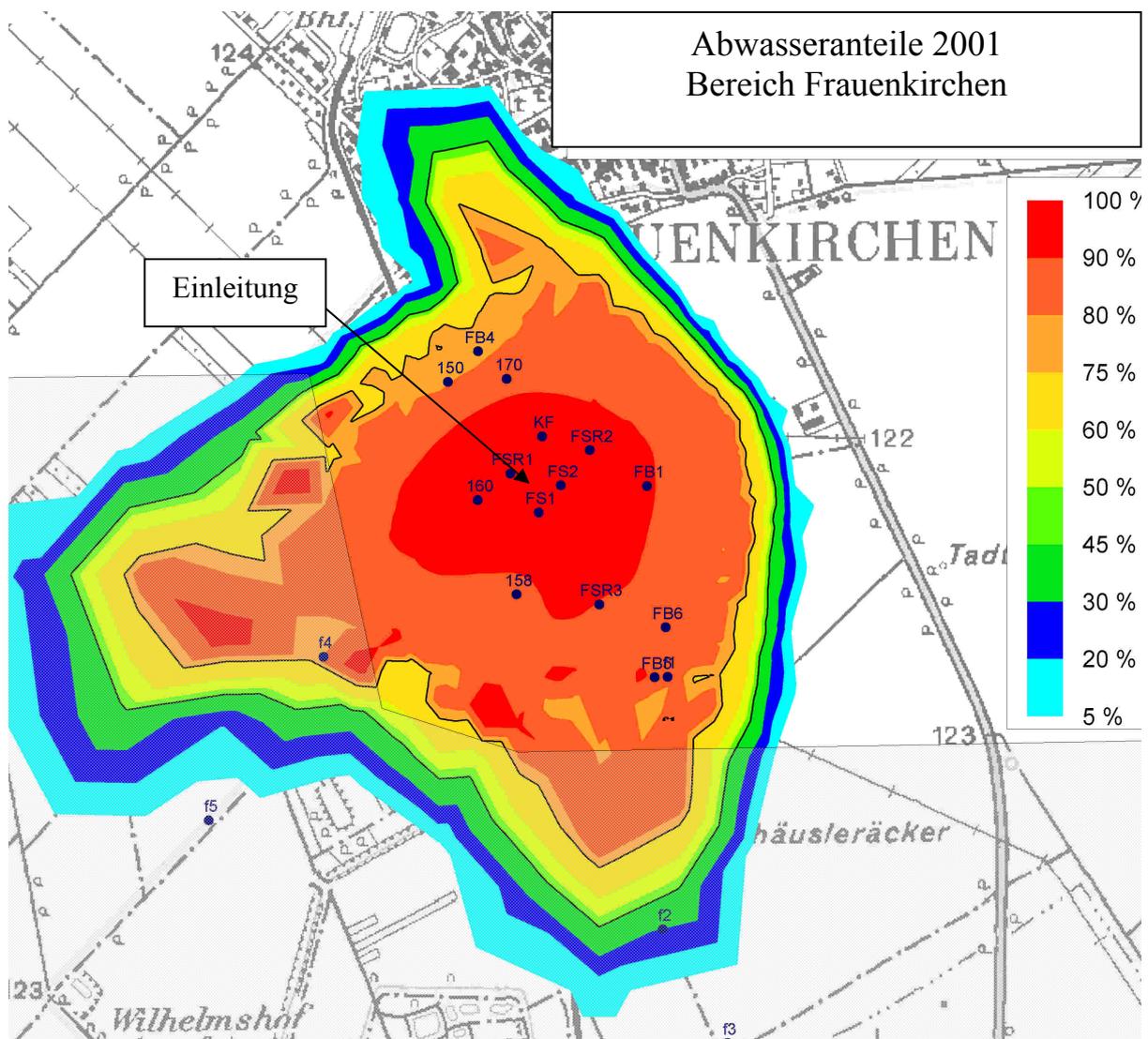


Abbildung 13: Lage der Messstellen und Ausbreitung der Abwasserfahne (in % Abwasseranteil) im Bereich Frauenkirchen.

Tabelle 6: Charakterisierung der Messstellen

Messstellen Nr.	Abstand von der Versickerung	Fließzeit	Mittlerer Abwasseranteil
	(m)	(d)	(%)
FS2	(10) – 60*	35	94
FSR1	85	50	83
FSR2	145	195	63
FSR3	350	1150	70
150	425	-	39
f1	720	-	54
f4	900	-	40
f2	1400	-	11
f5	1500	-	13
f3	1800	-	6

\* in Abhängigkeit der Füllung des Sickerbeckens

#### 4.4 Verhalten ausgewählter Parameter im Grundwasser

Um die Ausbreitung des Abwassers im Grundwasser verfolgen zu können, wurden in den vorangegangenen Kapiteln jenen Parameter näher beleuchtet, welche bei der Untergrundpassage konservativ sind, das heißt nicht abgebaut, gefällt oder adsorbiert werden. Aufbauend auf den so erhaltenen Ergebnissen über Fließzeiten und Vermischung von Abwasser und Grundwasser, sowie den Ergebnissen der Modellrechnungen soll im Folgenden das Verhalten verschiedener Parameter im Untergrund näher betrachtet werden. Um einen Abbau oder Rückhalt von Abwasserinhaltsstoffen im Untergrund darstellen zu können, reicht es nicht aus die in verschiedenen Grundwassermessstellen stromab der Versickerung gemessenen Konzentrationen einander gegenüber zu stellen, da es neben einer Verringerung der Konzentrationen durch Abbau oder Rückhalt (Adsorption, Fällung, Filtration) auch zu einer Verringerung durch Verdünnung mit dem Grundwasser kommt. Ist das Mischungsverhältnis zwischen Abwasser und Grundwasser an einer Probenahmestelle bekannt (siehe Kapitel 4.3 – Mischungsrechnung), so können unter der Annahme, dass die Gehalte des zuströmenden Grundwassers unverändert bleiben, theoretische Konzentrationen im Abwasseranteil der jeweiligen Probenahmeorte errechnet werden. Diese Konzentrationen können nun im Verlauf der Fließstrecke oder über die Fließzeit betrachtet werden und daraus Abbau- oder andere Reduktionsmechanismen quantitativ erfasst werden. Die theoretischen Konzentrationen im Abwasseranteil können dabei über eine Umformung der Formel für die Mischungsrechnung berechnet werden:

$$C_{ABW} = ((C_M - C_{GW}) * (1 - Q_{ABW}/100)) / (Q_{ABW}/100)$$

$C_{ABW}$  = theoretischen Konzentration im Abwasseranteil [mg/l]     $Q_{ABW}$  = Mischungsanteil an Abwasser [%]

$C_{GW}$  = Konzentration im zufließenden Grundwasser [mg/l]

$C_M$  = Mischkonzentration an der jeweiligen Grundwassermessstelle im Einflussbereich der Versickerung [mg/l]

## Bor

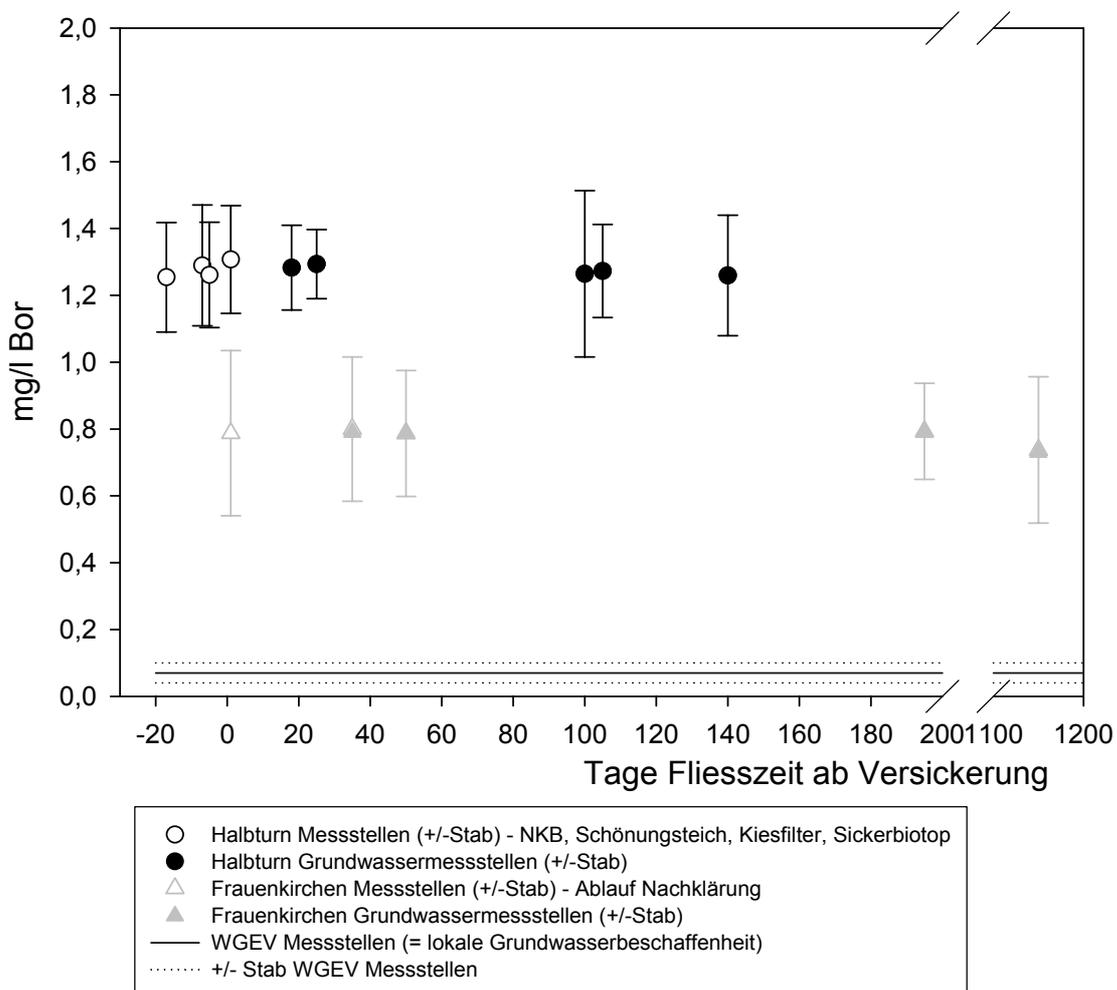


Abbildung 14: Entwicklung der Borkonzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) des Abwassers (bzw. des Abwasseranteils im Grundwasser nach rechnerischer Elimination der Beeinflussung durch Verdünnung) in der Nachreinigung der Kläranlage Halbturm und im Untergrund des Einflussbereiches der Kläranlagen Halbturm und Frauenkirchen.

Als erster Parameter wird Bor betrachtet. Bereits in Kapitel 4.2 bzw. 4.3 wurde davon ausgegangen, dass Bor im Untergrund konservativ ist, das heißt im Untergrund bzw. im Grundwasser nicht zurückgehalten wird. Abbildung 14 bestätigt diese Annahme. Nach rechnerischer Elimination des Einflusses der Verdünnung (der Abwasseranteil wurde über die Parameter Cl, Na, B und für Halbturm auch NO<sub>3</sub> ermittelt), zeigt sich, dass die rechnerische Borkonzentration im Abwasseranteil mit der Fließzeit im Untergrund unverändert bleibt. Die Abwasserkonzentration liegt um einen Faktor 10 über der regionalen Grundwasserkonzentration. Die Grenzwerte der Trinkwasserverordnung (1 mg B/l) bzw. der Grundwasserschwellenwert (0,6 mg Bor/l) können nur über Verdünnung mit dem Grundwasser erreicht werden.

### **DOC, Sauerstoff und Nitrit**

Auch im sehr gut biologisch gereinigtem Abwasser des Ablaufes der Kläranlagen Halbturm und Frauenkirchen sind noch organische Kohlenstoffverbindungen (TOC, DOC) enthalten, die über längere Zeiträume weiter abgebaut werden können. Verfolgt man die DOC-Konzentrationen im Abwasser über die Fließzeit im Untergrund (nach rechnerischer Elimination des Einflusses der Verdünnung, Abbildung 15), so wird eine deutliche Abnahme entsprechend einem Abbau erster Ordnung erkennbar. Diese lässt sich für Halbturm mit der Formel  $mg/IDOC = 2,9 + 3,8 * e^{-0,04x}$  und für Frauenkirchen mit der Formel  $mg/IDOC = 2,9 + 2,7 * e^{-0,02x}$  beschreiben. Die daraus ableitbaren Halbwertszeit für den „abbaubaren“ DOC-Anteil betragen 15 – 35 Tage. In beiden Fällen bleibt nach etwa 100 Tagen Fließzeit ein Anteil von etwa 3 mg DOC/l im Abwasseranteil des Grundwassers, welcher im betrachteten Zeitraum nicht weiter abgebaut wird. Diese Konzentration liegt im oberen Bereich der lokalen „natürlichen“ Grundwasserbelastung. Durch Vermischung mit dem lokalen Grundwasserkörper kommt es zu einer weiteren Reduktion der DOC-Konzentrationen.

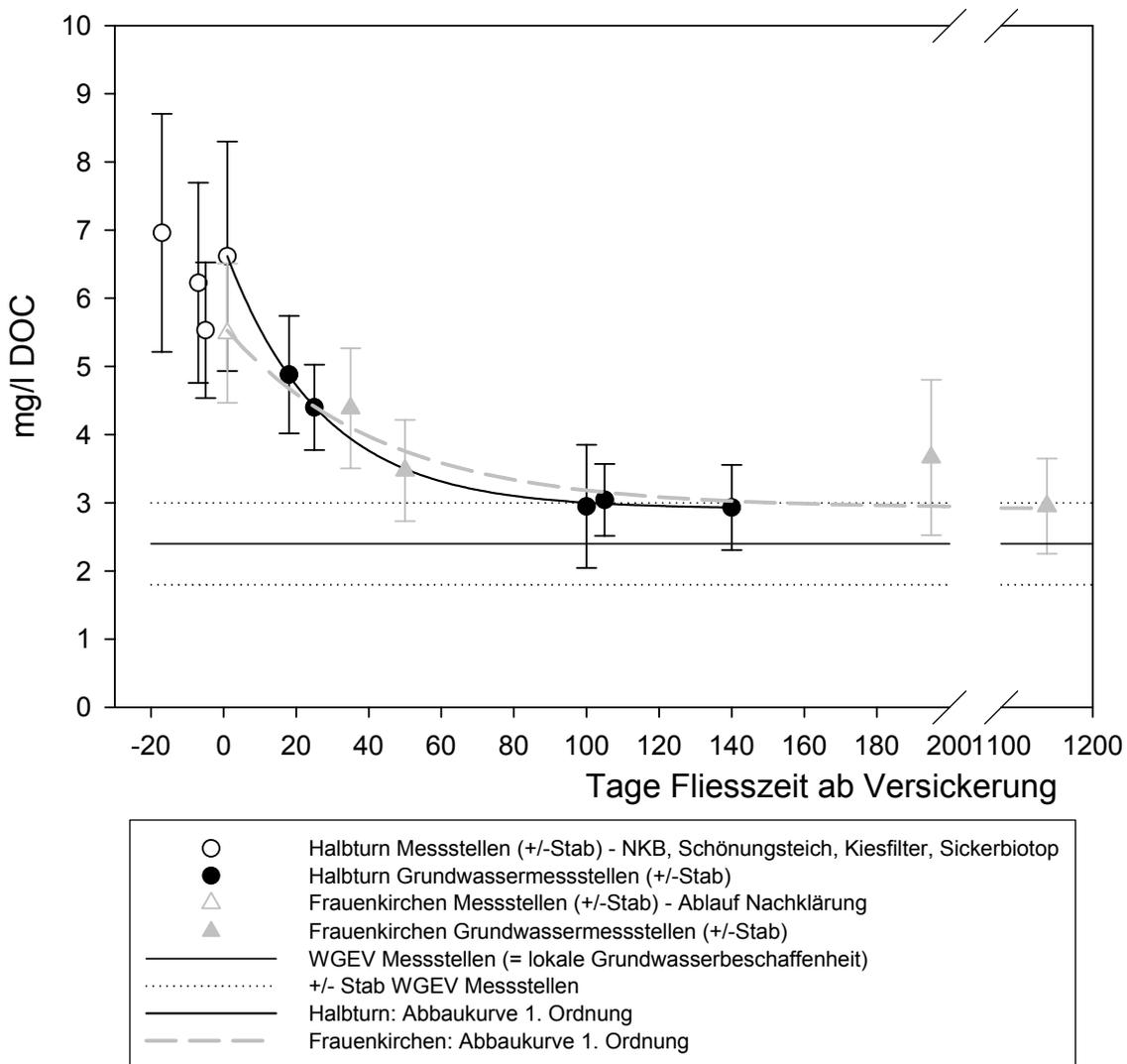


Abbildung 15: Konzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) und Abbaukurven von DOC während der Untergrundpassage in Halbturm und Frauenkirchen

Der DOC-Abbau im Grundwasserleiter führt zur Zehrung von Sauerstoff im Grundwasser. Dabei werden pro abgebautem mg DOC ca. 2,8 mg O<sub>2</sub> verbraucht. Zusätzlich verbraucht die Nitrifikation von 1 mg NH<sub>4</sub>-N 4,3 mg O<sub>2</sub>. Bei NH<sub>4</sub>-N Konzentrationen im Ablauf der Kläranlagen < 0,5 mg/l, wie sie bei ordnungsgemäßem Betrieb der Kläranlagen auftreten, ist dies jedoch von geringerer Bedeutung.

Abbildung 16 zeigt die gute Übereinstimmung der aus den gemessenen Sauerstoffgehalten (Ausgangswert im versickernden Abwasser minus Messwert in der jeweiligen Grundwassersonde) und aus dem DOC-Abbau (abgebauter DOC mal 2,8) berechneten Sauerstoffzehrung über die Fließzeit im

Grundwasser. Im Falle von Halbtorn liegt jedoch die gemessene Sauerstoffzehrung deutlich über der für den DOC-Abbau errechneten. Dies ist einerseits auf Sauerstoffzehrung durch Nitrifikation zurückzuführen. Andererseits hat sich durch das Algenwachstum im Sickerbiotop der Kläranlage Halbtorn teilweise eine Schlammschicht (abgestorbene Algen) gebildet, welche erheblich zur Sauerstoffzehrung beiträgt (stellenweise Auftreten anaerober Bereiche). Dies wird jedoch über die DOC (TOC)-Messungen im Sickerbiotop nicht erfasst und erklärt damit die Differenz zwischen gemessener und gerechneter Zehrungskurve.

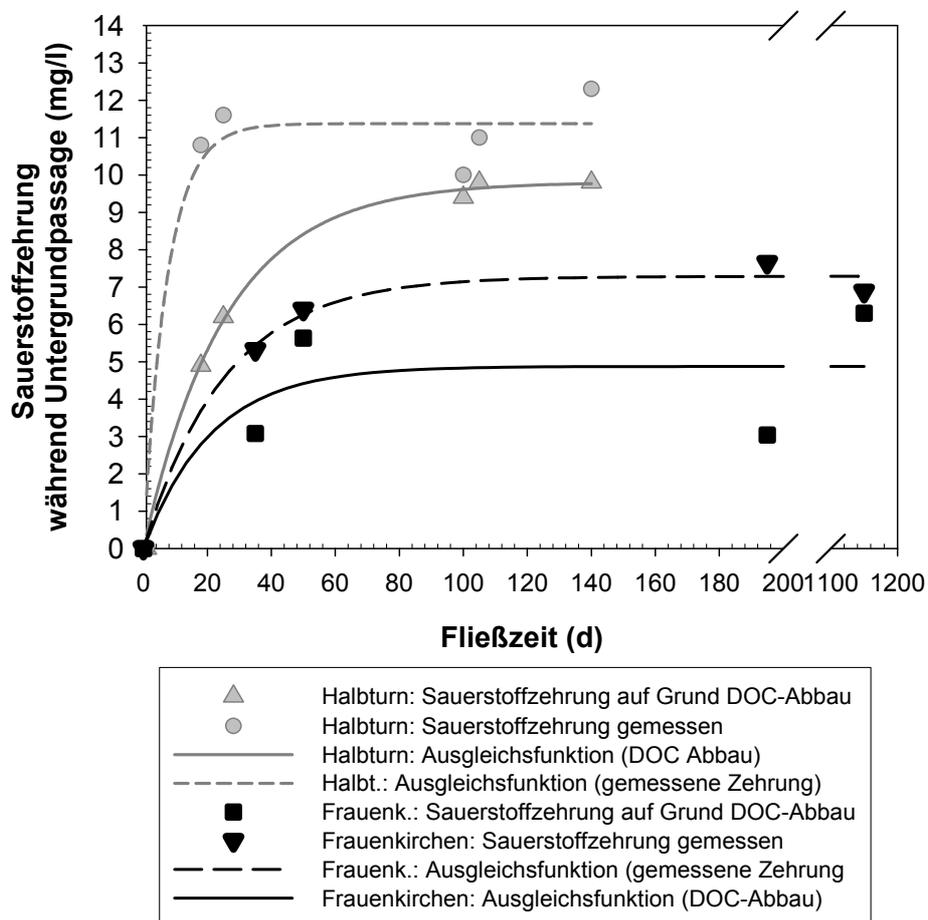


Abbildung 16: Sauerstoffzehrung bei der Untergrundpassage Halbtorn und Frauenkirchen

Der über das Abwasser eingetragene Sauerstoff wird weitgehend von der Sauerstoffzehrung aufgebraucht. Eine Sauerstoffanreicherung des Grundwassers kann nur durch Vermischung mit zuströmendem sauerstoffreicherem Grundwasser erfolgen, da der Sauerstoffeintrag über Grundwasserneubildung

vernachlässigbar klein ist. In den stark von der Versickerung beeinflussten Bereichen des Grundwassers treten daher Sauerstoffgehalte im Grundwasser nahe Null auf. Sauerstoffmangel im Grundwasser kann eine Reihe chemischer Vorgänge auslösen. So kann es zur Denitrifikation (Nitratabbau) und zur Lösung von Eisen und Mangan kommen. Nitrit Bildung wird unter solchen Bedingungen gefördert und im Extremfall kann es auch zur Schwefelwasserstoffbildung kommen. Zieht man die Anforderungen an Trinkwasser als Referenz heran, so zeigt sich, dass für die vorliegende Untersuchung vor allem ein durch Sauerstoffmangel erhöhtes Nitritbildungspotential relevant ist. Stellt man die im Rahmen der Wassergütererhebungsverordnung seit 1996 in der Umgebung der Gemeinden Halbtum, Frauenkirchen und Tadten im durch die Versickerung nicht beeinflussten Grundwasser ermittelten Sauerstoffgehalte den jeweiligen Nitritgehalten gegenüber (Abbildung 17), so sieht man, dass ab einem Sauerstoffgehalt von  $< 2$  mg/l gehäuft erhöhte Nitritgehalte auftreten, die fallweise deutlich über dem Grenzwert der Trinkwasserverordnung liegen. Dies zeigt, dass ein Sauerstoffgehalt von über 2 mg/l angestrebt werden muss, um das Nitritbildungspotential klein zu halten.

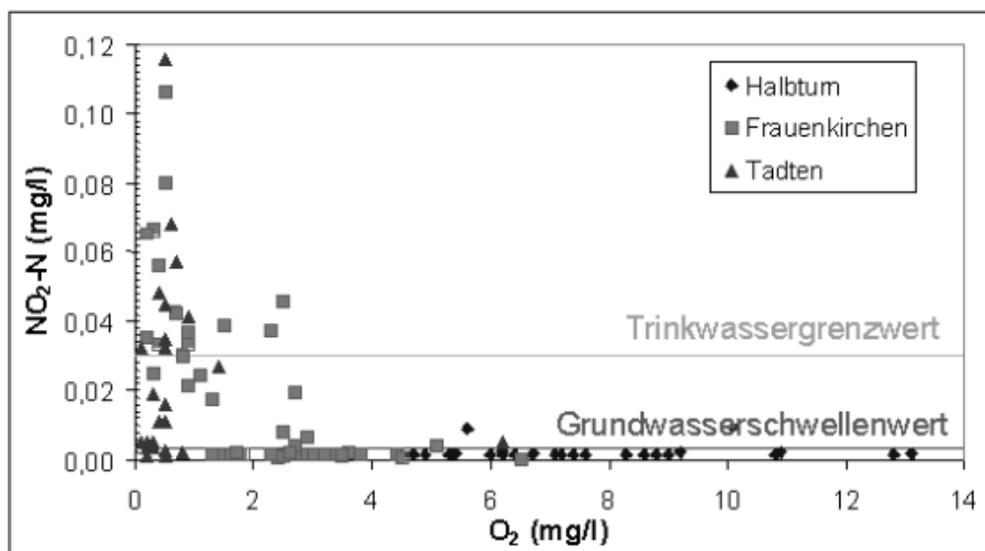


Abbildung 17: Sauerstoff- und Nitritgehalte der WGEV-Messtellen der Bereiche Halbtum, Frauenkirchen und Tadten (1996 -2000)

## Ammonium

Abbildung 18 zeigt die  $\text{NH}_4\text{-N}$  Abnahme während der Untergrundpassage für Halbturn und Frauenkirchen. Wie schon für die DOC Abnahme werden auch für Ammonium für beide Standorte die Konzentrationsmittelwerte (nach Elimination des Einflusses der Verdünnung) und deren Standardabweichung (y-Achse) gegen die Fließzeiten des gereinigten Abwassers im Untergrund (x-Achse) aufgetragen.

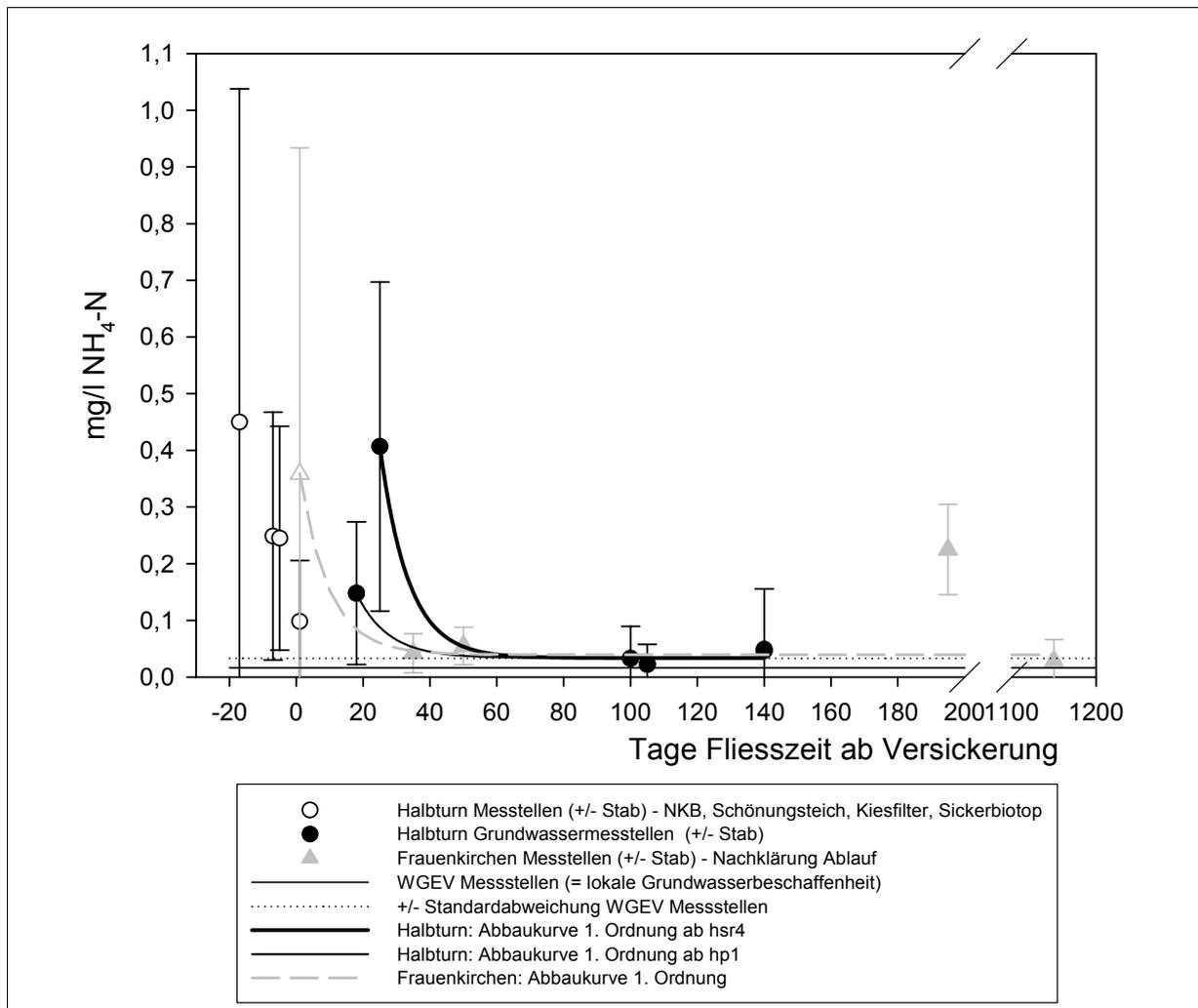


Abbildung 18: Konzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) und Abbaukurven für Ammonium während der Untergrundpassage in Halbturn und Frauenkirchen.

In der Kläranlage Halbturn wird eine weitgehende Entfernung von Ammonium erreicht werden. Ausgehend von einer mittleren  $\text{NH}_4\text{-N}$  Konzentration im Ablauf der Nachklärung (0,45 mg/l), wird im Schönungsteich eine weitere Ammonium Abnahme von 0,2 mg/l erzielt. Der Kiesfilter liefert kaum einen

Beitrag zur Reinigungsleistung (Ablauf Kiesfilter = 0,22 mg/l). In den Grundwassersonden welche dem Versickerungsbiotop am nächsten liegen treten  $\text{NH}_4\text{-N}$  Konzentration auf, die über den im Sickerbiotop gemessen liegen. Hier wird vermutet, dass es in der bereits erwähnten, teilweise anaerobe Schlammschicht am Grund des Sickerbiotopes zu einer Rücklösung von Ammonium kommt und die Konzentrationen dadurch erhöht werden. Mit der weiteren Fließstrecke nimmt die Ammoniumkonzentration relativ rasch ab, sodass nach weniger als 100 Tagen Fließzeit die lokalen Ammoniumkonzentrationen des Grundwassers bzw. der Grundwasserschwellenwert ( $< 0,023 \text{ mg NH}_4\text{-N/l}$ ) auch im Abwasseranteil des Grundwassers erreicht werden können.

Für Frauenkirchen kann ein Abbau mit zunehmender Fließzeit vom Ort der Versickerung festgestellt werden. Bereits nach 40 Tagen Fließzeit bei der ersten Grundwassermessstelle kann die lokale Grundwasserqualität annähernd erreicht werden. In einer der Grundwassersonden traten höhere Ammoniumkonzentrationen auf, deren Ursache nicht gefunden werden konnte.

## Phosphat

In Abbildung 19 wird die  $\text{PO}_4\text{-P}$  Abnahme während der Untergrundpassage für Halbturn und Frauenkirchen dargestellt. Für beide Standorte werden die Konzentrationsmittelwerte und deren Standardabweichung (y-Achse) gegen die Fließzeiten des gereinigten Abwassers im Untergrund (x-Achse) aufgetragen. Wie für DOC und Ammonium, ist auch für Orthophosphat dieselbe abnehmende Tendenz während der Untergrundpassage mit zunehmender Fließzeit vom Ort der Versickerung zu erkennen. Bereits nach weniger als 20 Tagen Fließzeit wird auch nach rechnerischer Elimination der Konzentrationsabnahme durch Verdünnung ( $\Rightarrow$  rechnerische Konzentrationen im Abwasseranteil) der Grundwasserschwellenwert von  $0,18 \text{ mg PO}_4\text{-P/l}$  unterschritten. Nach 50 bis 100 Tagen ist eine Restbelastung im Abwasseranteil des Grundwassers von etwa  $0,03 \text{ mg PO}_4\text{-P/l}$  erreicht, welche auch etwa der mittleren Konzentration des unbeeinflussten Grundwassers der Bereiche Halbturn und Frauenkirchen entspricht. Nimmt man eine Abnahme erster Ordnung an, so lässt sich diese für Halbturn mit der Formel  $\text{mg/l PO}_4 = 0,03 + 0,18 * e^{-0,02x}$  (x = Fließzeit in Tagen) und für Frauenkirchen mit der Formel  $\text{mg/l PO}_4 = 0,03 + 0,20 * e^{-0,07x}$  beschreiben. Daraus lässt sich für Halbturn eine Halbwertszeit von 35 und für Frauenkirchen von 10 Tage ableiten.

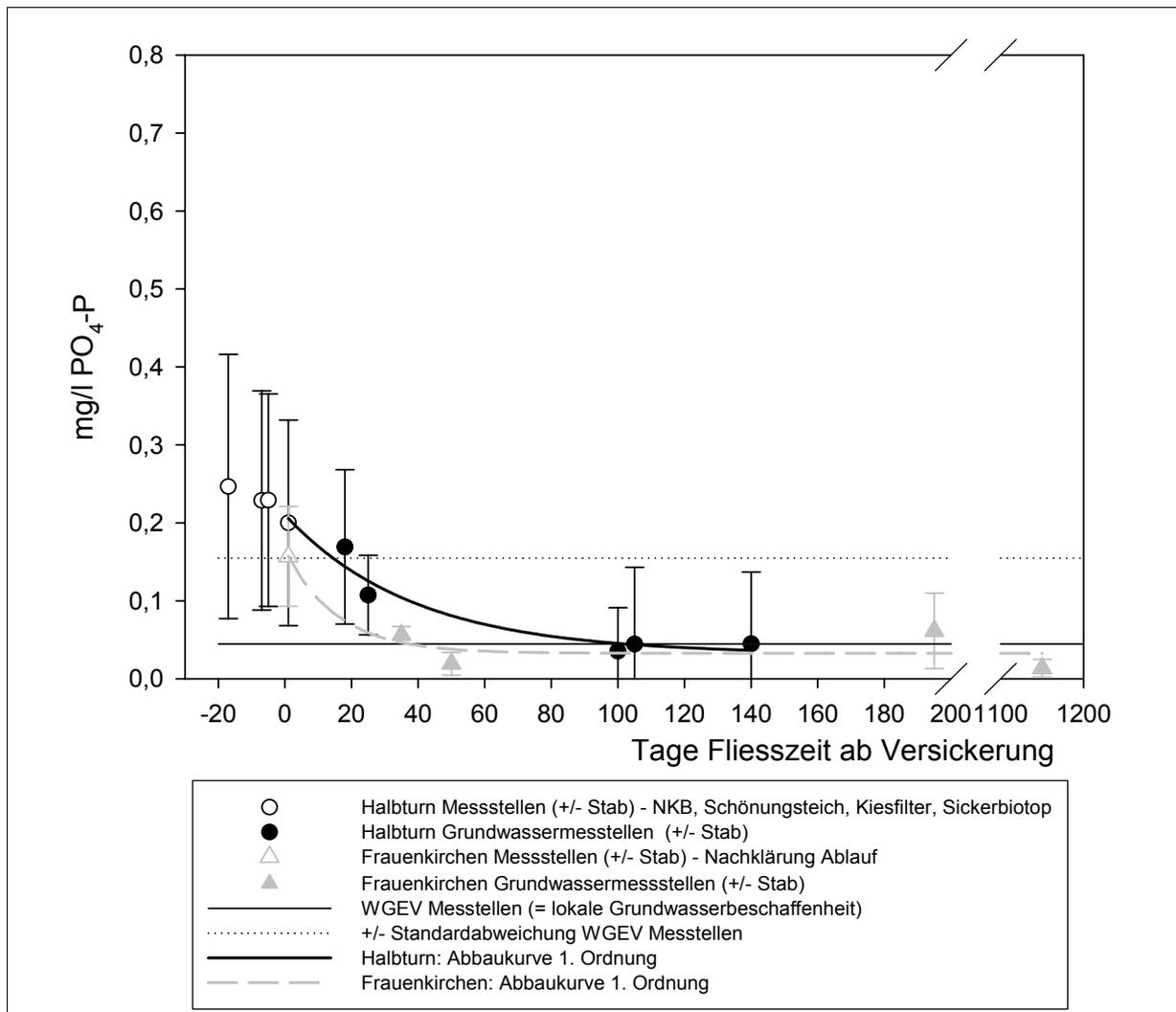


Abbildung 19: Konzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) und Abbaukurven für Phosphat (PO<sub>4</sub>-P) während der Untergrundpassage in Halbtorn und Frauenkirchen.

## Kalium (K)

Abbildung 20 zeigt die mittleren Konzentrationen, deren Standardabweichung und die Entwicklung von Kalium im Abwasser während der Untergrundpassage für die beiden Untersuchungsstandorte Halbtorn und Frauenkirchen.

Für den Standort Halbtorn ist eine deutliche Abnahme des Kaliumgehaltes im Abwasseranteil mit zunehmender Fließzeit und Entfernung vom Ort der Versickerung zu erkennen, welche auf Adsorptionsvorgänge an das Sedimentkorngerüst zurückzuführen ist. Betrachtet man die Entwicklung von Kalium im Untergrund für Frauenkirchen, kann keine wesentliche Abnahme mit

zunehmender Fließzeit vom Ort der Versickerung festgestellt werden. Die mittleren Konzentrationen im Abwasseranteil der weiter entfernten Grundwassersonden entsprechen in etwa jenen des versickerten Kläranlagenablaufes. Dieser Zusammenhang kann auf ein unterschiedliches Adsorptionsverhalten im Untergrund zurückgeführt werden, wobei eine Begründung für dieses Verhalten im Rahmen dieses Projektes nicht gefunden werden konnte. Im Vergleich zu der lokalen Beschaffenheit des durch die Versickerung unbeeinflussten Grundwassers hinsichtlich des Parameters Kalium, wurden sowohl für Halbtorn als auch für Frauenkirchen höhere mittlere Konzentrationen in den Kläranlagenabläufen und den Abwasser beeinflussten Grundwassersonden analysiert.

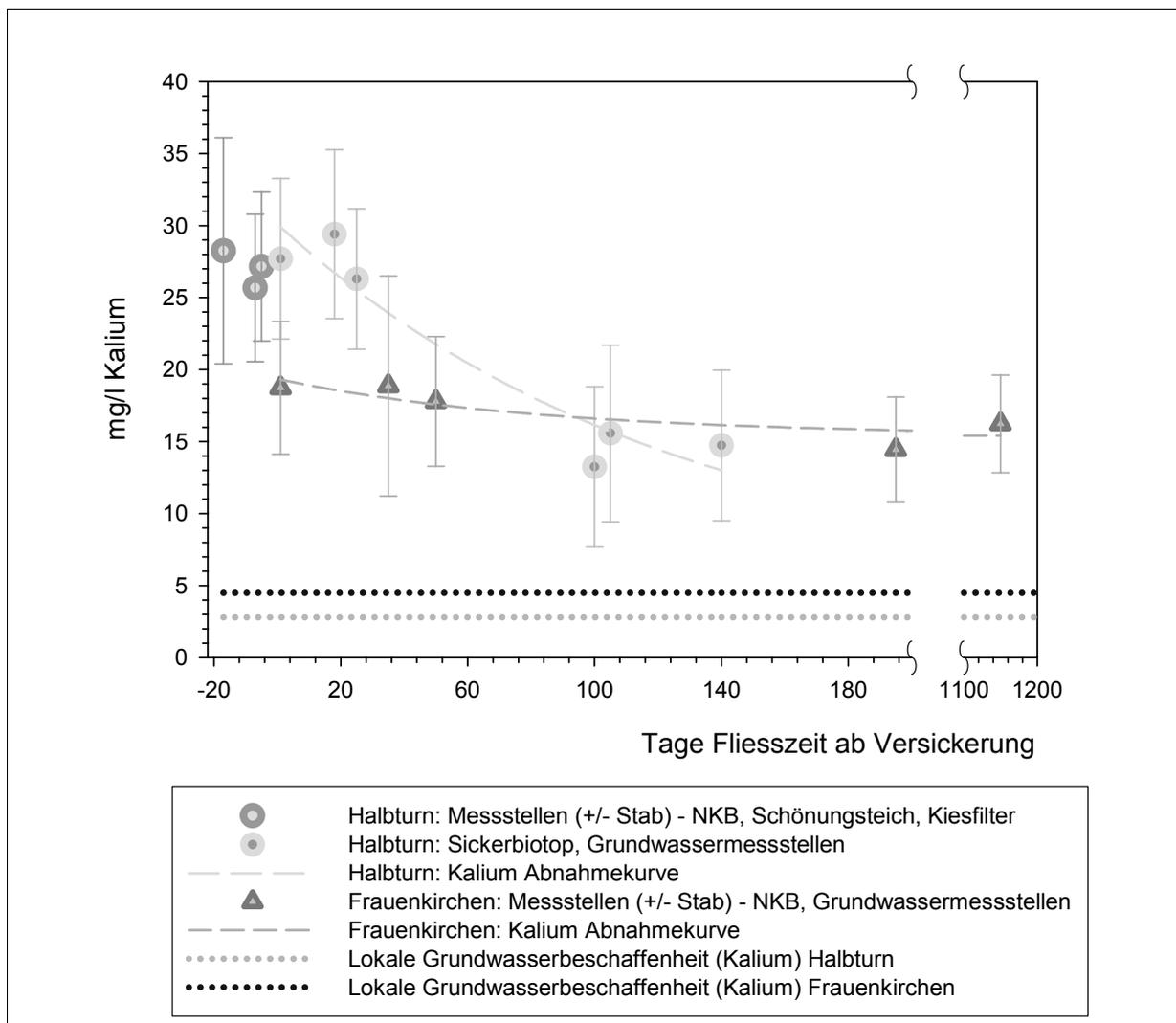


Abbildung 20: Konzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) und Abnahmekurve für Kalium während der Untergrundpassage in Halbtorn und Frauenkirchen.

## Verschiedene Mikroverunreinigungen

Im Rahmen der Untersuchungen zur Beeinflussung des Grundwassers durch Versickerung von gereinigtem Abwasser wurde auch nach Parametern gesucht, die als Leitparameter für die Wiederfindung des Abwassers im Grundwasser dienen können. Solche Leitparameter sollten im unbeeinflussten Grundwasser nicht oder nur in geringen Konzentrationen vorhanden sein und sich bei Eintrag über das Abwasser im Grundwasser konservativ verhalten. Damit könnte ein Auffinden dieser Parameter eindeutig auf eine Beeinflussung durch versickertes Abwasser hinweisen.

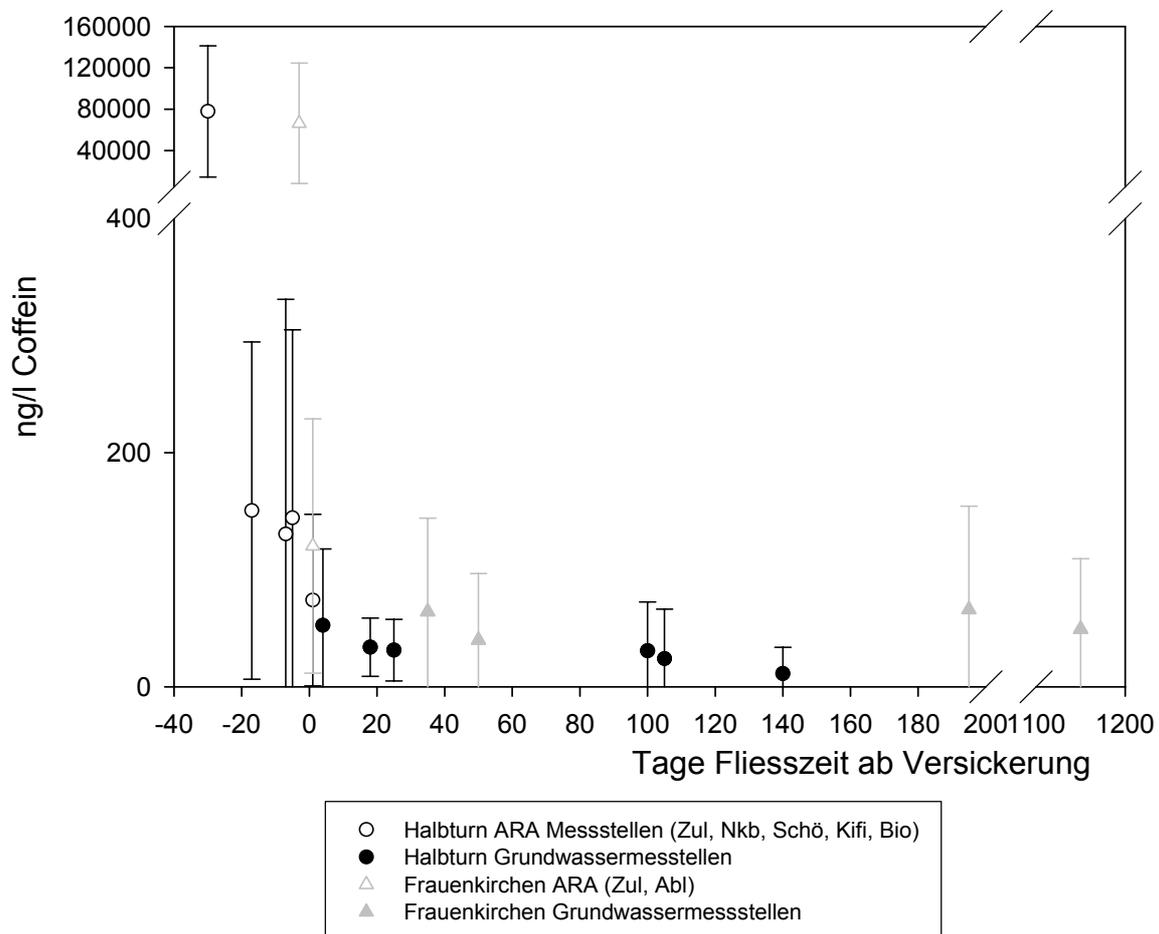


Abbildung 21: Entwicklung der Koffeinkonzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) des Abwassers (bzw. des Abwasseranteils im Grundwasser nach rechnerischer Elimination der Beeinflussung durch Verdünnung) in der Nachreinigung der Kläranlage Halbturn und im Untergrund des Einflussbereiches der Kläranlagen Halbturn und Frauenkirchen.

Die Eignung von Bor konnte bereits gezeigt werden. Allerdings kann Bor auch aus anderen Quellen z.B. Altlasten stammen oder in Einzelfällen auch geogen bedingt sein. Neben den optischen Aufhellern DAS1 und DSBP, welche in der Literatur als persistent im Grundwasser angegeben werden (Stoll, 1997), wurde auch Koffein in Hinblick auf seine Eignung als Leitparameter hin untersucht. Die Abbildung 21 zeigt, dass es bei Koffein bereits in der Kläranlage zu einem weitgehenden Rückhalt kommt. In der Nachreinigung der Kläranlage Halbturn kommt es zu einer weiteren Reduktion. Die Restbelastung des Grundwassers ist nur noch gering. Auch bei der Untergrundpassage scheint es tendenziell zu einer weiteren Reduktion zu kommen, welche einer im betrachteten Zeitraum nicht mehr weiter reduzierten Restkonzentration zustrebt. Für DAS1 und DSBP konnten ähnlich Ergebnisse erzielt werden. Damit sind diese Stoffe zur Wiederfindung des Abwassers im Untergrund bei hohen Verdünnungen und langen Fließzeiten nicht geeignet sein.

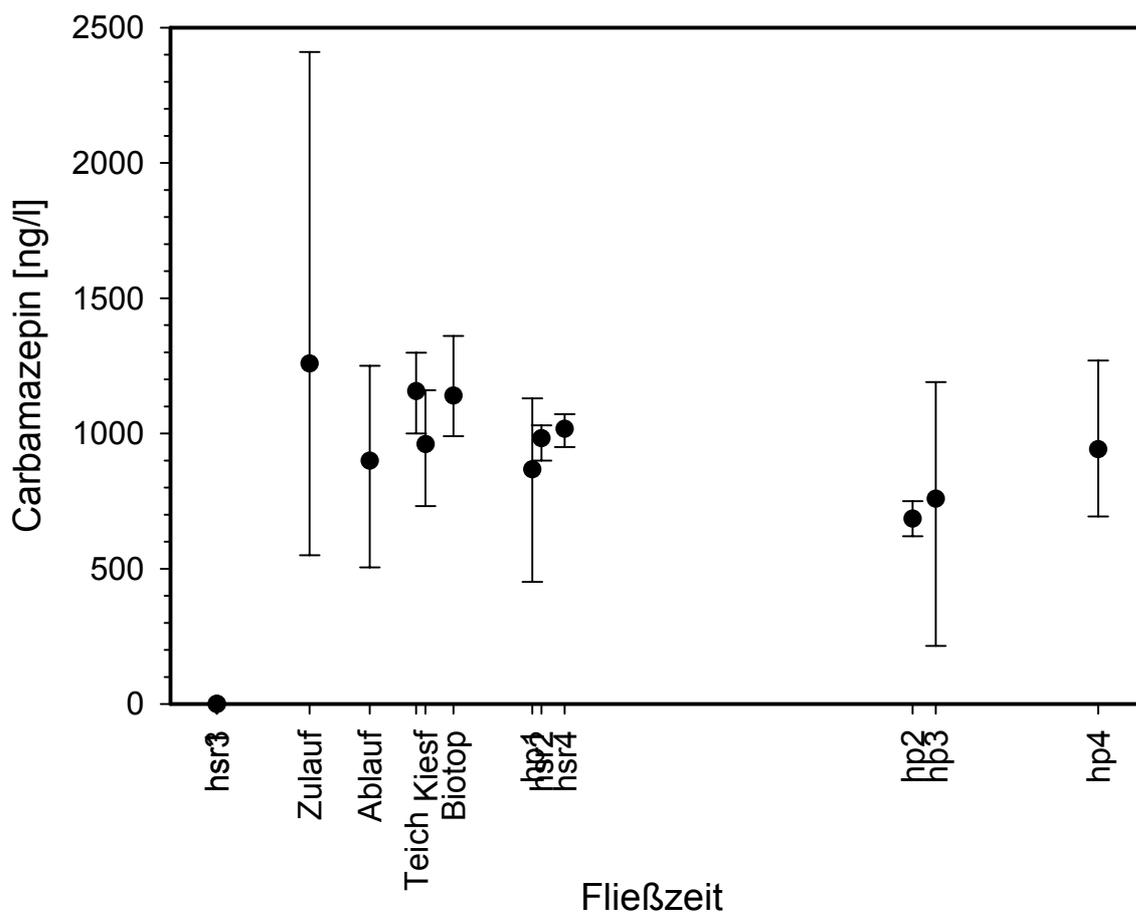


Abbildung 22: Verlauf der Konzentrationen von Carbamazepin (Mittel-, Max- und Minimumwerte) in Abhängigkeit von der Fließzeit (Clara *et al.*, 2002)

In weiterführenden Untersuchungen für die Kläranlage Halbturn wurden verschiedene Arzneimittelrückstände auf deren Verhalten in der Kläranlage und im Untergrund hin untersucht (POSEIDON). Clara *et al.* (2002) konnten zeigen, dass das Antiepileptikum Carbamazepin jener Parameter ist, der sowohl in der Abwasserreinigung als auch in der Untergrundpassage die höchste Persistenz aufweist (Abbildung 22). Da eine Belastung des Grundwassers aus anderen Quellen nicht zu erwarten ist, stellt Carbamazepin einen Parameter dar, der neben Bor zum Nachweis einer Beeinflussung durch Abwassereinleitungen auch bei hohen Verdünnungen gut geeignet ist.

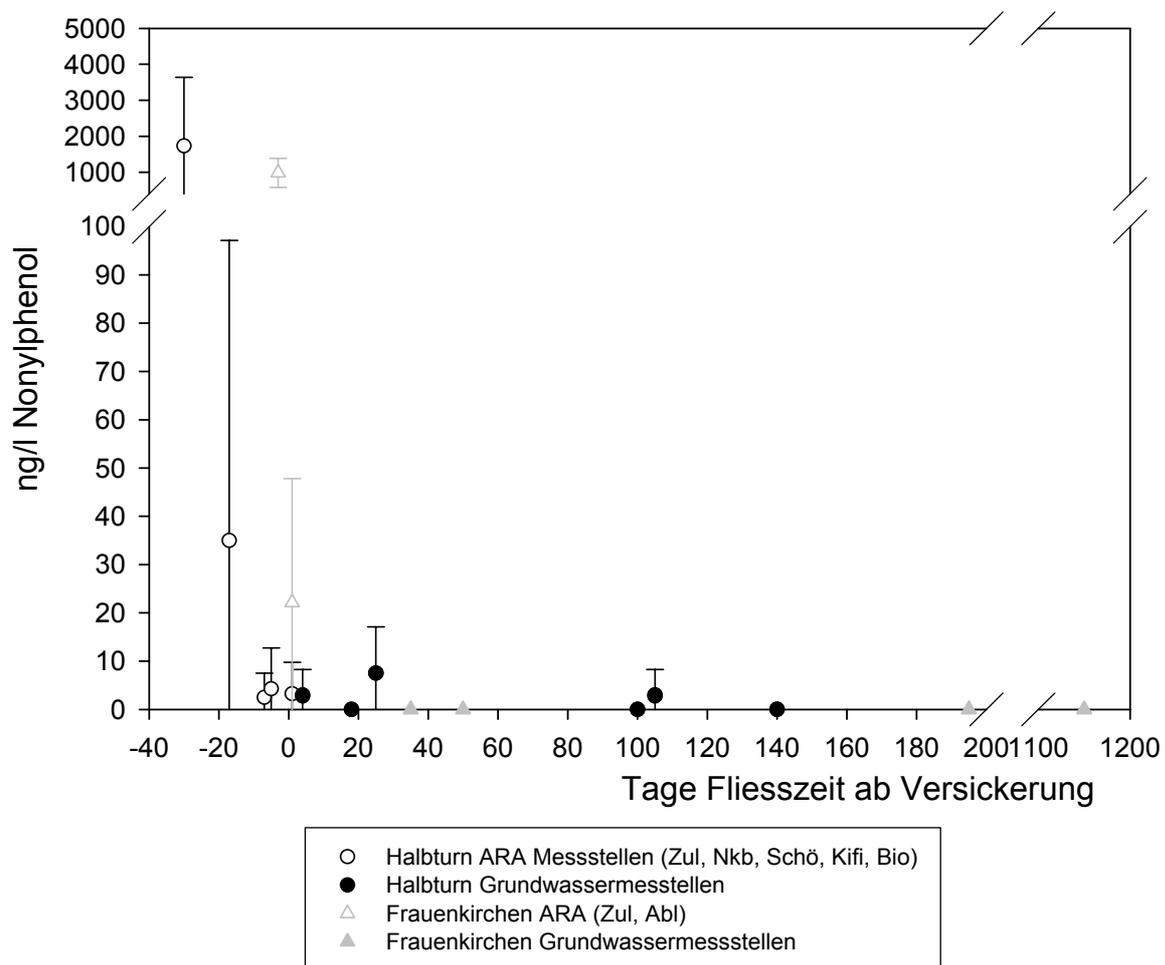


Abbildung 23: Entwicklung der Nonylphenolkonzentrationen (Mittelwert +/- Standardabweichung) des Abwassers (bzw. des Abwasseranteils im Grundwasser nach rechnerischer Elimination der Beeinflussung durch Verdünnung) in der Nachreinigung der Kläranlage Halbturn und im Untergrund im Einflussbereich der Kläranlagen Halbturn und Frauenkirchen.

In Abbildung 23 ist das Verhalten von Nonylphenol bei der Abwasserreinigung und in der Untergrundpassage als Beispiel für eine endokrin wirksame Substanz des Abwassers dargestellt. Deutlich ist die weitgehende Entfernung in der Belebungsstufe der Abwasserreinigung zu erkennen (Entfernungsrate etwa 98 %). In der Nachreinigungsstufe der Kläranlage Halbtorn kommt es zu einer weiteren Entfernung. Die Restbelastung im Grundwasser sinkt zumeist unter die Nachweisgrenze von 5 ng/l. Für LAS wurde eine ähnliche Tendenz der Abnahme festgestellt, sodass bereits nach sehr geringen Fließstrecken keine messbare Belastung des Grundwassers besteht.

### **Mikrobiologische Verschmutzungsindikatoren**

Als Beispiel für das Verhalten mikrobiologischer Verschmutzungsindikatoren in der Abwasserreinigung und in der Untergrundpassage sind in Abbildung 24 die Totalcoliformen dargestellt. Im Gegensatz zu den vorhergegangenen Abbildungen sind hier die koloniebildenden Einheiten nicht gegen die Fließzeit sondern die Fließstrecke aufgetragen, da als entscheidender Faktor für die Elimination nicht die alleinige Absterberate sondern die gesamte Reduktionswirkung des Untergrundes (d.h. Filter- und Adsorptionswirkung der Aquifermatrix, mikrobieller Fraß, etc.) angesehen wird. Zudem wurde für die y-Achse ein logarithmischer Maßstab gewählt. In der Belebungsstufe kommt es zu einer Elimination an Totalkoliformen von 3 – 4 Zehnerpotenzen. Die Nachreinigungsstufe in Halbtorn bewirkt eine weitere Reduktion um 2,5 Zehnerpotenzen, jedoch steigt im Sickerbiotop die Anzahl der koloniebildenden Einheiten wieder um etwa eine Zehnerpotenz (Wiederverkeimung). In der näheren Umgebung der Versickerung kann die Abnahme im Untergrund durch eine Funktion erster Ordnung beschrieben werden:  $N_x = N_0 * e^{\lambda_F * x}$ . Dabei ist  $N_x$  die jeweilige Konzentration nach der Fließstrecke  $x$ ,  $N_0$  die Ausgangskonzentration,  $\lambda_F$  die Filtrationskonstante und  $x$  die Fließstrecke. Die ermittelten Filtrationskonstanten  $\lambda_F$  liegen dabei zwischen  $-0,10 \text{ m}^{-1}$  und  $-0,14 \text{ m}^{-1}$ . Diese Werte liegen im unteren Bereich der in der Literatur angegebenen Werte und entsprechen etwa jenen für Grobkies (Grombach *et al.*, 2000).

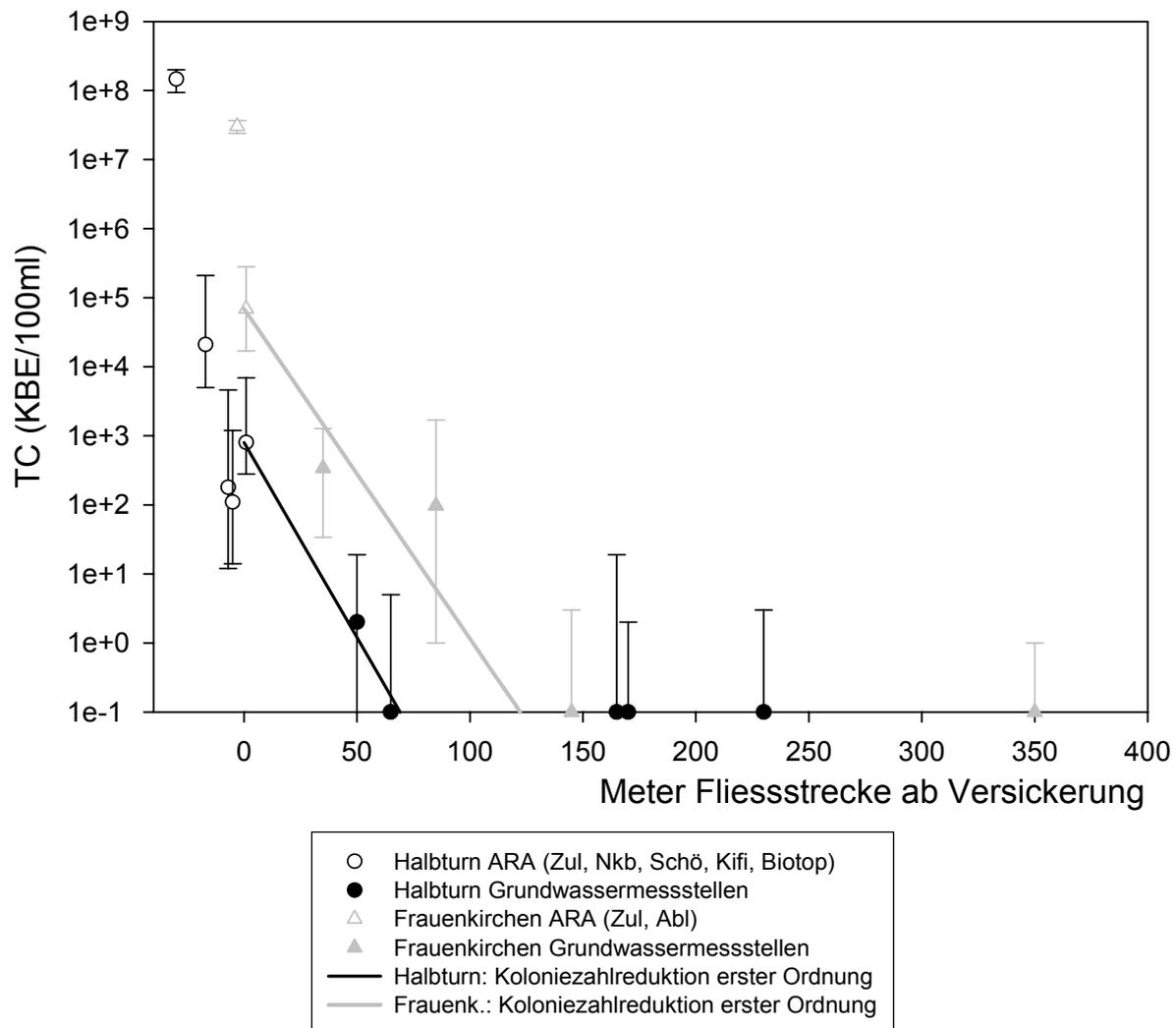


Abbildung 24: Entwicklung der Totalcoliformen (Median +/- Standardabweichung) des Abwassers (bzw. des Abwasseranteils im Grundwasser nach rechnerischer Elimination der Beeinflussung durch Verdünnung) in der Nachreinigung der Kläranlage Halbturm und im Untergrund im Einflussbereich der Kläranlagen Halbturm und Frauenkirchen.

## 5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Der vorliegende Artikel präsentiert einige Teilergebnisse des Forschungsprojektes „Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwassers“, welches in den Jahren 1999 bis 2002 durchgeführt wurde (Kroiss *et al.*, 2002). Der Schwerpunkt der hier präsentierten Ergebnisse liegt, neben einer Darstellung der für die Beeinflussung

der Grundwasserqualität relevantesten Parameter, vor allem auf der Beschreibung des Verhaltens ausgewählter Parameter bei der Untergrundpassage.

- ⇒ Über die Auswertung von Jahregängen verschiedener Parameter (z.B. Cl, Na, Sulfat, Bor mit Einschränkung auch Temperatur) im Abwasser und in den durch die Versickerung beeinflussten Grundwassersonden, können im Nahbereich der Versickerung Fließzeiten im Untergrund abgeschätzt werden. Über Mischungsrechnungen lässt sich bei entsprechender Differenz der Konzentrationen in Abwasser und Grundwasser an Hand konservativer Parameter (Bor, Cl, Na) die Mischungsverhältnisse zwischen versickertem Abwasser und Grundwasser berechnen.
- ⇒ Über die Grundwassermodellierung konnten Messungen über die Ausbreitung des Abwassers im Grundwasser gut nachvollzogen werden. Es war daher möglich mit Hilfe dieses Instrumentes Szenarien über die flächenhafte und zeitliche Ausbreitung des Abwassers und dessen Inhaltsstoffe zu berechnen.
- ⇒ Bei der Ausbreitung des versickerten Abwassers im Untergrund konnten jeweils Bereiche festgestellt werden, in denen das Abwasser das Grundwasser weitestgehend verdrängt hat und damit kaum verdünnt vorliegt. Im Nahbereich der Versickerung kommt es daher zu Zonen in denen für einige Parameter Grenzwerte der Trinkwasserverordnung oder Richtwerte für Bewässerungswasser überschritten werden. Nach weiterer Ausbreitung im Untergrund kommt es zu einer zunehmenden Vermischung mit dem Grundwasser. Daneben kommt es für eine Reihe von Parametern auch zu einer Reduktion in der Untergrundpassage durch Abbau, Filtration oder Adsorption (z.B. TOC, NH<sub>4</sub>, PO<sub>4</sub>).
- ⇒ Für eine Verschlechterung der Grundwasserqualität im Nahbereich der Versickerung am relevantesten sind bei regulärem Kläranlagenbetrieb vor allem mikrobiologisch-hygienische Parameter, Bor und die Restbelastung an sauerstoffzehrenden Stoffen (TOC, DOC, NH<sub>4</sub>-N). Zudem können Pestizide im Falle eines Eintrages in den Kanal ein wesentliches Gefährdungspotential darstellen. Diese Parameter sind im Falle einer Versickerung besonders zu beachten (Auslegung der Abwasserreinigung, Nutzungseinschränkungen des Grundwassers, Vermeidung des Eintrages bestimmter Stoffe in die Kanalisation).

- ⇒ Für die mikrobiologischen Verschmutzungsindikatoren konnten für die Nahbereiche der Einleitungen von Halbturn und Frauenkirchen Filtrationskonstanten von  $-0,10 \text{ m}^{-1}$  bis  $-0,14 \text{ m}^{-1}$  ermittelt werden. Diese Werte liegen im unteren Bereich der in der Literatur angegebenen Werte und entsprechen etwa jenen für Grobkies. Daraus lassen sich für die Kläranlagen Halbturn und Frauenkirchen ausgehenden von den Einsaatmengen Nutzungseinschränkungen ableiten, die für die Bewässerung ein Ausmaß von 150 bis 210 m.
- ⇒ Auch im weitgehend biologisch gereinigtem Abwasser (Schlammalter > 50 Tage) ist eine organische Restverunreinigung mit Kohlenstoffverbindungen (TOC) enthalten, welche bei der Untergrundpassage teilweise abgebaut wird. Dies erfolgt bereits auf relativ kurzen Fließstrecken (Halbwertszeit < 35 Tage). Bei diesem Abbau wird Sauerstoff in relevantem Umfang verbraucht. In Zonen mit geringem Sauerstoffgehalt ist das Nitritbildungspotential erhöht, was im Nahbereich der Einleitung ebenfalls zu einer Einschränkung der Nutzung des Grundwassers als Trinkwasser führen kann.
- ⇒ Ammonium und Phosphat wurden bei der Untergrundpassage bereits nach relativ kurzen Fließzeiten weitgehend entfernt. Aufgrund der weitgehenden Nitrifikation auf den Kläranlagen Halbturn und Frauenkirchen kommt der Sauerstoffzehrung durch Nitrifikation im Grundwasser im Vergleich zum Abbau des Rest-TOC eine untergeordnete Rolle zu.
- ⇒ Für Bor können Grenzwerte für Trinkwasser bzw. Richtwerte für Bewässerungswasser im Kläranlagenablauf nicht gesichert eingehalten werden. Da Bor im Grundwasser nicht zurückgehalten wird, kann die Konzentration nur durch Vermischung mit dem Grundwasser reduziert werden. In einem gewissen Bereich um die Kläranlage können daher Einschränkungen der Nutzung notwendig werden.
- ⇒ Von den herkömmlichen Parametern weist vor allem Bor eine konstant große Differenz zwischen den Konzentrationen in gereinigtem Abwasser und dem von der Versickerung nicht beeinflussten Grundwasser auf. Aufgrund des konservativen Verhalten im Grundwasser eignet sich Bor daher am besten dazu das Abwasser im Grundwasser wiederzufinden. Regional begrenzt konnten dafür auch Chlorid, Natrium und Sulfat herangezogen

werden. Von den Mikroverunreinigungen konnte in Nachfolgeuntersuchungen das Arzneimittel Carbamazepin als der Parameter mit der größten Persistenz nachgewiesen werden. Carbamazepin könnte sich daher gut eigenen auch bei größeren Verdünnungen den Einfluss von Abwasser nachzuweisen.

⇒ Für weitere untersuchte Mikroverunreinigungen (z.B. LAS, Nonylphenol, Koffein) konnte bereits bei der Abwasserreinigung eine sehr starke Elimination festgestellt werden. Bei der Untergrundpassage kam es zu einer weiteren Elimination.

## **Danksagung**

Dank gebührt Herrn Hofrat Dipl.Ing. Gerhard Spatzierer für seine Initiative, die zu dem Projekt geführt hat, und für seine ständige fachliche Begleitung während der Durchführung und Fertigstellung des Projektes. Ebenfalls bedanken möchten wir uns bei den Gemeinden, die uns die Durchführung des Projektes ermöglicht haben und hier vor allem den Klärwärtern Ziniel und Wittmann für ihre tatkräftige Unterschützung. Dank gebührt auch den Geldgebern des Projektes: dem Bundesministerium für Wirtschaft und Arbeit, dem Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft und Kultur, der Gewässeraufsicht des Amtes der Burgenländischen Landesregierung und dem Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft bzw. der Österreichischen Kommunalkredit AG, welche die Abwicklung des Projektes im Auftrag des Ministeriums übernommen hat.

## 6 Literatur

- Blaschke A.P. (2002) Teil Grundwasserwirtschaft in Kroiss H., D. Gutknecht, G. Kavka, M. Zessner, A.P. Blaschke, B. Vogel, A. Farnleitner, N. Matsché, T. Hütter, K.H. Steiner, D. Sengschmitt, U. Heinecke, R. Mach: Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwasser, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien, Wien
- Clara M, Stenn B. und Kreuzinger N. (2002): Zum Verhalten ausgewählter Pharmazeutika in der Abwasserreinigung, *Wiener Mitteilungen*, **Band 178**, Seiten 113-138, ISBN 3-85234-069-1
- Grombach, P., Haberer, K., Merkl, G., Trüeb, E.U. (2000): Handbuch der Wasserversorgungstechnik, 3. Auflage, Seite 454-474, Oldenbourg Verlag.
- Kavka G. (2002) Teil Mikrobiologie in Kroiss H., D. Gutknecht, G. Kavka, M. Zessner, A.P. Blaschke, B. Vogel, A. Farnleitner, N. Matsché, T. Hütter, K.H. Steiner, D. Sengschmitt, U. Heinecke, R. Mach: Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwasser, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien, Wien
- Kroiss H., D. Gutknecht, G. Kavka, M. Zessner, A.P. Blaschke, B. Vogel, A. Farnleitner, N. Matsché, T. Hütter, K.H. Steiner, D. Sengschmitt, U. Heinecke, R. Mach (2002): Auswirkungen der Versickerung von biologisch gereinigtem Abwasser auf das Grundwasser, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien, Wien.
- Mathess, et al. (1984): Untersuchungen der Lebensdauer von Bakterien und Viren im Grundwasser im Hinblick auf die Ausweisung von Schutzgebieten für die Grundwassergewinnungsanlagen. Endbericht Forschungsvorhaben Wasser DVGW, Kiel.
- ÖWWV (1992): Empfehlungen für Bewässerungswasser. ÖWWV-Arbeitsbehelf Nr.11, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien.
- POSEIDON EU-Projekt EVK1-2000-00546, Assessment of Technologies for Removal of Pharmaceuticals and Personal Care Products in Sewage and Drinking Water Facilities to Improve the Indirect Potable Water Reuse.
- Steiner, K.-H. (1998): „Geologie und Hydrologie der Kleinen Ungarischen Tiefebene“. – Kursunterlagen für die WWF-Gebietsführer am Seewinkelhof/Apetlon, Wien.
- Stoll J.-M.A (1997) Fluorescent Whitening Agents in Natural Waters, Dissertation, Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology (EAWAG) and Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zürich.
- Tauber, A.F. (1959): Geologische Stratigraphie und Geschichte des Neusiedlerseegebietes. - *Wissenschaftliche Arbeiten aus dem Burgenland*, **Heft 23**, Eisenstadt.
- Vogel B., Zessner M. (2001): Beispiele der Abwasserreinigung bei fehlenden Vorflutern *Wiener Mitteilungen*, **Band 166**, Seiten 477-502, Wien.

Zessner M, Blaschke A.P., Kavka G., Vogel B., Farnleitner A., Kroiss H., Gutknecht D.  
und Mach R.L. (2003) Untersuchungen zur Abwasserversickerung,  
Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaft, in Vorbereitung.

Dipl.Ing. Dr. Matthias Zessner

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien

Karlsplatz 13/226  
A-1040 Wien

Tel.: 01/58801-22616

Fax: 01/58801-22699

Mail: [mzessner@iwag.tuwien.ac.at](mailto:mzessner@iwag.tuwien.ac.at)



# Strategien der Kanalstandhaltung

Robert Fenz

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft – Technische Universität Wien

**Kurzfassung:** Bei der Planung von Instandhaltungsmaßnahmen im Kanalnetz sind verschiedene Bereiche wie der bauliche Zustand und die hydraulische Leistungsfähigkeit der Kanalisation, der Wirkungsgrad der Mischwasserbehandlung, Auswirkungen von Fremdwasserzutritten, aber vor allem auch die Vorhaben anderer Planungsträger (Stromversorgung, Straßenbau, Gasversorgung, Wasserversorgung etc.) zu berücksichtigen. Der vorliegende Beitrag hebt in diesem Zusammenhang vor allem die Bedeutung einer qualitativ hochwertigen Zustandserfassung und –dokumentation und einer umfassenden Planung hervor. Da die Kapitalkosten bei der Abwasserableitung zumindest 2/3 der Jahreskosten ausmachen, kann eine gute Planung, die auf ausreichend Zustandsdaten aufbauen kann, dazu beitragen, die Gesamtkosten erheblich zu senken.

**Keywords:** Instandhaltung, Zustandserfassung, Restnutzungsdauer, Hydraulische Leistungsfähigkeit, Planung

## 1 Einleitung

Ziel des Kanalmanagements ist es, Strategien für den Kanalbetrieb und für die Kanalstandhaltung zu finden, welche langfristig unter Berücksichtigung des Kosten/Nutzen Verhältnisses einen sicheren, den rechtlichen und ökologischen Anforderungen entsprechenden Betrieb der Kanalisation ermöglichen. Hierzu zählen die Gewährleistung der Standsicherheit, der hydraulischen Leistungsfähigkeit und der Dichtheit des Kanalnetzes. Daneben gilt es aber auch die Einflüsse der Prozesse im Kanal auf Kläranlage und Gewässer zu beachten.

## 2 Kosten für den Kanalunterhalt

Am Beginn dieses Beitrags werden die Kosten zusammengestellt, die jährlich für die Abwasserentsorgung und speziell für die Abwasserableitung anfallen. Im weiteren Verlauf soll dann der Anteil verschiedener Maßnahmen an den Gesamtkosten dargelegt und diskutiert werden.

Die jährlichen Investitionen in die österreichische Abwasserentsorgung liegen derzeit bei ca. 0,95 Mrd. € pro Jahr (Kommunalkredit, 2002). Bezogen auf 8 Mio. Einwohner sind dies 118 € pro Einwohner und Jahr. Das sind etwa 0,45 % des österreichischen Bruttoinlandsproduktes. In den vergangenen 10 Jahren wurden etwa 0,9 Mrd. € pro Jahr investiert, für die kommenden 10 Jahre wird ein Investitionsbedarf von etwa 0,8 – 1,0 Mrd. € pro Jahr bzw. 100 bis 125 € pro Einwohner und Jahr erwartet.

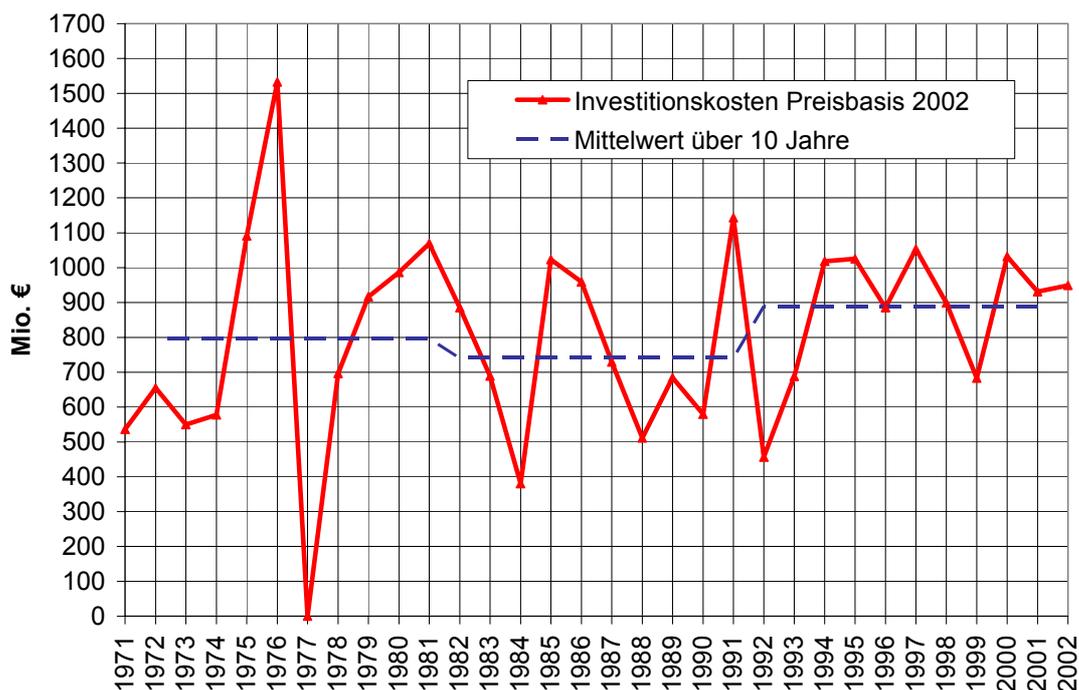


Abbildung 1: Investitionskosten der Siedlungswasserwirtschaft mit Preisbasis 2002

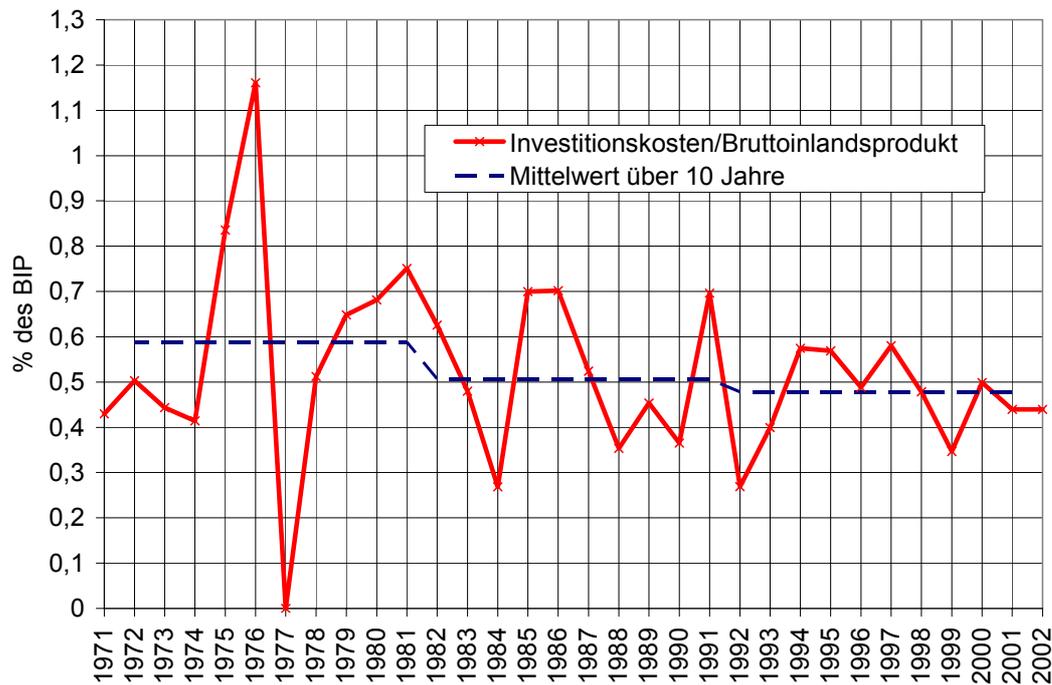


Abbildung 2: Anteil der Investitionskosten der Siedlungswasserwirtschaft am Bruttoinlandsprodukt

Nach den Ergebnissen der ATV Umfrage zum Stand der Finanzierung der Abwasserentsorgung (ATV, 1999) lagen in Deutschland die jährlichen Gesamtkosten für die Abwasserentsorgung im Jahr 1998 bei 175 € pro Einwohner und Jahr. Das sind etwa 0,75 % des deutschen Bruttoinlandsproduktes. Es wird angenommen, dass die Kosten in Österreich zumindest von der Größenordnung her ähnlich hoch sind.

Nach den Ergebnissen der ATV Umfrage fallen von den Gesamtkosten etwa 40 % auf die Betriebskosten, wobei die in Deutschland zu entrichtende Abwasserabgabe nicht berücksichtigt wurde, und ca. 60 % auf die Kapitalkosten. Die Betriebskosten (ohne Abwasserabgabe) machen demnach etwa 65 €/E aus und die Kapitalkosten 103 €/E. Die Jahreskosten der Abwasserableitung betragen 1998 94 €/E, die Jahreskosten der Abwasserreinigung 74 €/E.

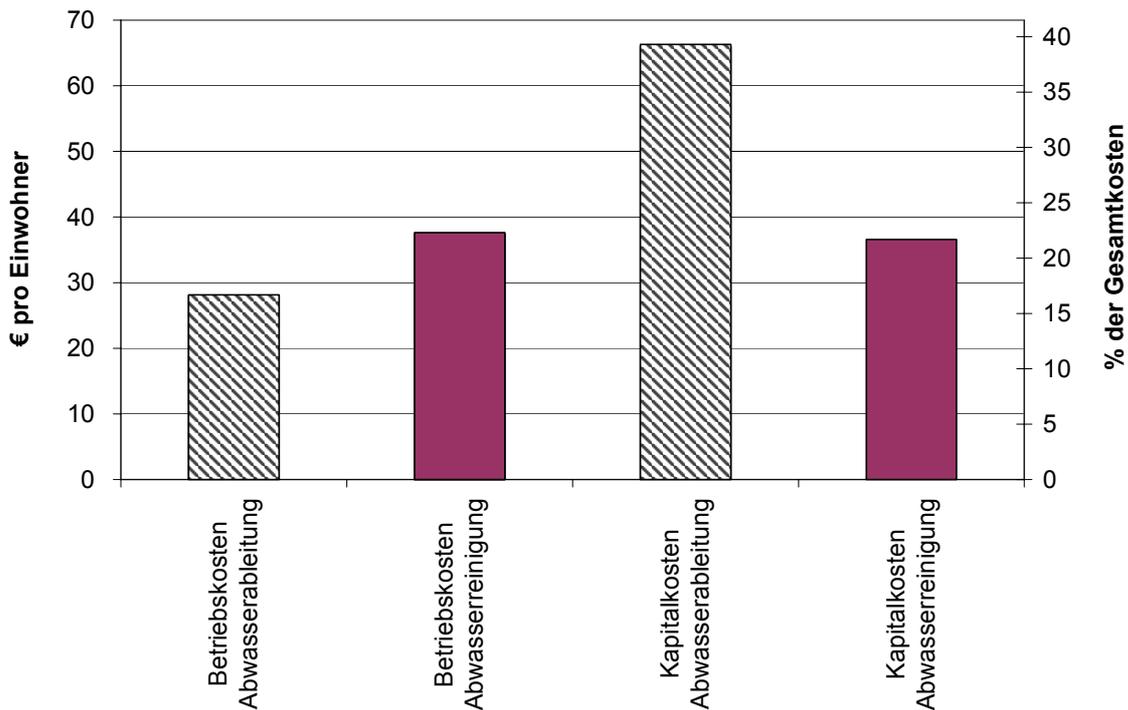


Abbildung 3: Durchschnittliche Verteilung der Gesamtkosten der Abwasserentsorgung in Deutschland (ATV, 1999)

### 3 Zustandserfassung und Bewertung des baulichen Zustands

#### 3.1 Zustandserfassung

##### 3.1.1 Optische Inspektion

Da die Inspektion die Basis für alle weiteren Planungen (und zwar sowohl für den Bau als auch für den Betrieb) bildet, sollte unbedingt eine hohe Qualität der optischen Inspektion angestrebt werden. In der Literatur werden für die sorgfältige TV Untersuchung + Schachtuntersuchung inkl. Dokumentation der Schäden (ohne vorhergehende Reinigung) Kosten von ca. 2,5 € pro lfm Kanal angegeben (Milojevic, 1996; Jung 1998; Burger, 2002). Unter der Annahme, dass die Haltungen im Durchschnitt alle 10 Jahre inspiziert werden, und dass auf einen Einwohner durchschnittlich 6 m Kanal kommen, ergeben sich somit Kosten für die Kanalinspektion von ca. 0,25 €/lfm Kanal und Jahr bzw. 1,5 € pro Einwohner und Jahr. Der Anteil der Kosten für die Inspektion an den Jahreskosten der Abwasserableitung ist damit jedenfalls kleiner als 2 %. Es wird

empfohlen in einer Wirtschaftlichkeitsprüfung zu klären, ob diese Arbeiten kostengünstiger fremdvergeben oder aber mit eigenem Personal durchgeführt werden. Bei der Ermittlung der Kosten für eine Fremdvergabe ist zu berücksichtigen, dass es sich in vielen Fällen als sinnvoll erwiesen hat, wenn die Inspektionsarbeiten zumindest teilweise von einem Mitarbeiter des Kanalbetreibers begleitet werden. Beim Eigenbetrieb ist zu beachten, dass die technische Entwicklung der Fahrzeuge und der Kamerasysteme rasch voranschreitet und die Systeme daher schnell veraltern.

Fiedler (2002) empfiehlt vor allem Betreibern größerer Kanalnetze, den Zustand der Kanalisation gebietsweise zu erfassen. An die Untersuchung anschließend sollte möglichst bald die ingenieurtechnische Auswertung der Zustandsbilder und darauf hin die Sanierungsplanung durchgeführt werden. Bei der zeitlichen Reihung der Gebiete für die Untersuchung sollte das mögliche Schadenspotential berücksichtigt werden, wobei hierfür in erster Linie der bereits bekannte Zustand der Kanäle, das Alter der Kanäle, das verwendete Material, die Bauweise, die Art des abgeleiteten Abwassers und die Empfindlichkeit der Umwelt (Wasserschutzgebiete) als Kriterien herangezogen werden können. Mit dieser Vorgangsweise wird am ehesten erreicht, dass der Zeitraum zwischen der Untersuchung und der Auswertung bzw. auch der Sanierung kurz bleibt. Der Nachteil dieser Vorgangsweise ist, dass in den anderen Gebieten Schäden erst nach längeren Zeitspannen erkannt werden. Für die verbleibenden Gebiete, die bezüglich des Schadenspotentials als weniger kritisch eingestuft wurden, erscheint eine selektive Inspektionsstrategie (stichprobenweise Kontrolle) sinnvoll, um das Alterungsverhalten der Kanäle dieser Gebiete zumindest abschätzen zu können. Dies gilt vor allem für die jungen Teile einer Kanalisation. Damit blieben zusätzliche Ressourcen für Inspektionsmaßnahmen bei den älteren Kanalisationsgebieten. Bezüglich der selektiven Erstinspektion siehe u.a. Krug, 2000; Hochstrate et al. 1997.

Die Inspektionsintervalle zwischen der Erstinspektion und den Wiederholungsinspektionen sollten in Abhängigkeit von Alter und Zustand der Haltungen festgelegt (Prognosegestützte Inspektionsplanung) und nicht starr vorgegeben werden (z.B. alle 10 Jahre). Dabei wird die Wiederholungsinspektion gezielt auf Haltungen gelenkt, deren zurückliegende Zustandsentwicklung einen aktuell problematischen Erhaltungszustand erwarten lässt. Haltungen, die sich bereits in einem schlechten Zustand befinden, sollten

nach einer kürzeren Pause wieder untersucht werden, als Haltungen, deren Zustand sich bei der Erstinspektion als gut herausgestellt hat. Insbesondere bei neuen Kanälen sollte erwogen werden, dass das Inspektionsintervall nach mängelfreier Gewährleistungsabnahme verlängert wird (ähnlich der ersten „Pickerlkontrolle“ bei neuen Kfz nach 3 Jahren). Da allerdings die Inspektion zusammenhängender Netzteile kostengünstiger ist, sollte dabei auch die vorzeitige Inspektion einzelner Haltungen in Kauf genommen werden.

Entscheidend für die TV-Untersuchung ist, dass wirklich alle Schäden erfasst werden. Es soll sichergestellt werden, dass der gesamte Kanalquerschnitt inkl. der Sohle eingesehen werden kann und dass die Haltung komplett auf Video aufgezeichnet wird. Auch bei begehbaren Kanälen und weiteren Bauwerken der Ortsentwässerung wie z.B. Einstiegsschächte, Rückhaltebauwerke empfiehlt es sich, festgestellte Schäden mit Hilfe von Fernsehkameras zu dokumentieren.

Bölke (1996) empfiehlt eine durchgehende Abrechnung auf Stundenbasis um eine höhere Qualität der Inspektion zu erreichen, Kitzberger (1999) die Beschreibung der Schäden als Aufpreis nach Stück zu vergüten. Maßgebend für die Qualität der Untersuchung ist letztendlich der Einsatz von sehr gut geschultem und einsatzfreudigem Personal.

### 3.1.2 Druckprüfung

Die EN 752 Teil 5 führt zu umweltrelevanten Untersuchungen unter anderem aus: „Untersuchungen (der Wasserdichtheit) können erforderlich werden, um Undichtheiten von Abwasserleitungen und –kanälen festzustellen. Dabei sind vorrangig Leitungen und Kanäle zu untersuchen, die in Grundwasserschutzgebieten liegen oder besonders gefährliche Stoffe ableiten.“

Da ein hoher Anteil der Kanalschäden auf Einbaufehler zurückzuführen ist, muss der Neubauabnahme bzw. der Abnahme nach einer Sanierung eine große Bedeutung beigemessen werden. In beiden Fällen sollte eine Dichtheitsprüfung nach ÖNORM B 2503 Bestandteil der Abnahme sein. Die Prüfung zur Gewährleistungsabnahme soll zeigen, ob das Bauwerk noch die vertraglich zugesicherten Eigenschaften aufweist. Die Kosten für die Prüfung stehen in der Regel in keinem Verhältnis zu späteren Sanierungskosten von Schäden, die bereits vor Ablauf der Gewährleistungsfrist hätten festgestellt werden können.

Bei der Prüfung bestehender Kanäle im Rahmen der Eigenüberwachung soll geklärt werden, ob der Kanal unter den üblichen Betriebsbedingungen noch dicht ist. Die Anforderungen an die Dichtheit können daher bei der „Wiederholungsprüfung“ niedriger sein als bei der Neubauabnahme. Auch soll der unter den täglichen Betriebsbedingungen dichte Kanal nicht erst infolge eines hohen Prüfdrucks undicht werden. Aus diesen Gründen werden nach ATV Merkblatt M 143/6 bestehende Kanäle mit einem geringeren Prüfdruck (bei der Prüfung mit Wasser: 0,05 bar = 50 cm Wassersäule über Rohrscheitel) als bei der Neubauabnahme (0,5 bar = 5 m Wassersäule nach ÖNORM B 2503) geprüft. Dohmann (1999) regt an, den maximalen Prüfdruck auf die normalerweise in einem Kanal bei Trocken- und Regenwetter vorliegenden Druckhöhen zu beschränken. Im Abschnitt 3.3.2 wird gezeigt, dass die bei der Druckprüfung gemessenen Wasserverluste sehr wenig über die tatsächlich während des Betriebes auftretenden Wasserverluste aussagen. Es ist daher zu prüfen, ob die Druckprüfung eine für die Sanierungsentscheidung wesentliche, über die Ergebnisse der optischen Inspektion hinausgehende, Zusatzinformation liefert. Bei älteren Rohrverbindungen kann von vornherein angenommen werden, dass sie sich bei Drücken von 0,3 bis 0,5 bar in der Regel als undicht erweisen (siehe auch 3.3.2).

### **3.2 Dokumentation des Kanalzustands**

Heute ist es Stand der Technik, dass die Zustandserfassung (-dokumentation) unmittelbar bei der Inspektion mittels PC erfolgt. Für die genaue und umfassende Dokumentation des baulichen Zustands eines Entwässerungssystems ist gemäß EN 752-5 eine einheitliche und codierte Zustandsbeschreibung anzuwenden um eine Vergleichbarkeit der Untersuchungsergebnisse sicherzustellen. Einen diesbezüglichen Vorschlag enthält das ATV Merkblatt M 143 /2 mit einem 4 stelligen Kürzelsystem + allfälligen quantitativen Angaben. Bei Zustandserfassungssoftwares die mit den ATV-Codes arbeiten, ist sicherzustellen, dass die freie Kombinierbarkeit der Notationen möglich ist, wobei unsinnige Kombinationen durch Filter ausgeschlossen werden sollten. Wichtig ist, dass die Zustände im Kanal eine eindeutige Definition erhalten. Noch umfassender ist die Schadensbeschreibung nach EN-13508-2, die derzeit noch als Entwurf vorliegt aber vermutlich noch heuer in endgültiger Fassung herauskommen wird. Die Software sollte auch

ermöglichen, entsprechend der Codekombination einen zugehörigen Gesamttext aus einer Textdatei abzurufen.

Wie wichtig eine detaillierte Schadensbeschreibung im Hinblick auf die Beurteilung von Schadensursachen und möglichen Schadensfolgen ist, kann an einigen Beispielen gezeigt werden:

- Die spezielle Ausbildung von Scherbenbildern gibt vielfach Auskunft über die Schadensverursacher. Gehen die Risse von einem Punkt aus, so deutet dies auf eine Punktlast hin, andernfalls auf eine Steckenbelastung.
- Längsrisse im Bereich von Rohrverbindungen, mit an der Rohrverbindung breiterer Rissbreite die sich innerhalb der Rohrlänge reduziert, können auf Lageabweichungen oder zu hohe Radialkräfte infolge falsch ausgeführter Rohrverbindung, zurückgeführt werden. Gegenüberliegende Längsrisse hingegen, die sich oft über mehrere Rohrlängen ausdehnen, deuten auf eine Überlastung durch Streckenlast hin.
- Innenkorrosion im Gasraum ist auf biogene Schwefelwasserstoffkorrosion zurückzuführen, Innenkorrosion an der Sohle auf saures Abwasser.
- Risse an der Sohle sind hinsichtlich der Exfiltration von Abwasser viel problematischer als Risse im Scheitel.

Auch die bei den Kanal- und Schachtreinigungen bzw. bei der routinemäßigen Wartung festgestellten Zustände sind mit Angabe von Art der Reinigung, Datum, Ablagerungsverhalten und eventuellen besonderen Beobachtungen in die Kanaldatenbank aufzunehmen. Auf der Grundlage der Inspektionsergebnisse oder Beobachtungen bei der Wartung sollten Reinigungspläne (Spülpläne) erstellt werden (Reinigung nach Bedarf). Mit dieser systematischen, EDV-mäßig organisierten Planung des Betriebs kann der Ressourcen- und Personaleinsatz, die Treffsicherheit und die Möglichkeit der Einsetzevaluierung gemäß dem Stand der Technik weiter entwickelt und optimiert werden. Da im Durchschnitt zumindest die Hälfte der Mitarbeiter aus dem Bereich Abwasserableitung im Kanalbetrieb arbeitet, liegt in diesem Bereich sicher ein Optimierungspotential.

Um einen optimalen Nutzen dieser Datenfülle zu gewährleisten und die rasche und zuverlässige Bearbeitung verschiedenster Fragestellungen zu ermöglichen, ist ein Aufbau der Datenbank zu finden, der diesen Anforderungen langfristig gerecht wird.

### 3.3 Zustandsbeurteilung

Für die Bewertung des Kanalzustands hinsichtlich der möglichen Auswirkungen von Schäden ist neben der genauen Schadensbeschreibung vor allem die Berücksichtigung der wesentlichen Randbedingungen wichtig. In einer automatisierten Beurteilung mit den gängigsten Modellen (ATV-M 149 oder ISYBAU) ist dies nur bedingt möglich. Diese zeigen primär den baulichen Zustand der Haltungen, und dieser ist sehr stark von den schwersten Einzelschäden geprägt. Randbedingungen werden nur in einem beschränkten Maß berücksichtigt. Die rein automatisierte Beurteilung bietet einen guten Überblick über den baulichen Zustand des gesamten Kanalnetzes, sie kann aber die ingenieurmäßige Beurteilung keinesfalls ersetzen. Im folgenden werden wesentliche Randbedingungen für die Beurteilung von Schäden im Hinblick auf allfällige Auswirkungen auf die Standsicherheit und vor allem die Dichtheit angeführt.

#### 3.3.1 Beurteilung des Kanalzustandes hinsichtlich der Standsicherheit

Nach ATV-M 149, Stein (1999) und Stichting RIONED (niederländisches Bewertungsmodell) sind bei den nachfolgend angeführten Schäden kurzfristig Maßnahmen oder weitere Überlegungen notwendig.

- Unabhängig vom Schaden jede Undichtigkeit wenn Wasser (strömend) eindringt oder Boden sichtbar ist
- Längsrisse mit einer Rissbreite  $> 5$  mm
- Scherbenbildung
- Klaffende Querrisse (eindringendes Wasser, Boden sichtbar)
- Korrosion: deutlich reduzierte Restwanddicke. Mögliche Anzeichen sind: Zuschlag ist heraus gefallen, Fugenmörtel fehlt ganz, Bewehrung sichtbar
- Verformung biegeweicher Rohre wenn die Querschnittsreduzierung  $> 20$  % DN ist (weitere zeitabhängige Messungen zur Beurteilung des weiteren Verformungsverlaufs notwendig)

Wichtig ist jedenfalls die Berücksichtigung der Bettungsbedingungen. Wenn Undichtigkeiten in Verbindung mit Materialeintrag vorliegen, so ist mit einer Hohlräum- bildung zu rechnen. Undichtigkeiten mit eindringendem Wasser oder Undichtigkeiten bei denen Boden sichtbar ist, können letztlich ebenfalls zu Bettungsveränderungen durch Bodeneinspülungen (z.B. bei veränderten

Betriebsbedingungen) führen und sollten daher rasch behoben werden. Bei der Reihung der Maßnahmen sollten Kanäle mit großem Durchmesser und Kanäle, die unterhalb von stark befahrenen Straßen liegen, aufgrund des größeren Gefährdungspotentials bei einem Tragfähigkeitsversagen zuerst saniert werden.

### 3.3.2 Beurteilung des Kanalzustandes hinsichtlich der Dichtheit

Es ist davon auszugehen, dass Kanalschäden wie undichte Rohrverbindungen, Risse und Scherbenbildung, nicht fachgerecht eingebaute Anschlussstutzen und Rohrbrüche zu einem Abwasseraustritt führen. Die Abwasserexfiltration kann jedoch durch Wachstum von Biomasse und durch Sedimentation von Abwasserinhaltsstoffen im Schadensquerschnitt und im unmittelbar daran angrenzenden Boden zeitweise vermindert oder ganz unterbunden werden. Messungen von Exfiltrationsmengen an undichten Kanalrohren (teilweise vor Ort und teilweise an großtechnischen Versuchsanlagen) von Dohmann et al (1999) zeigten, dass die Exfiltrationsmengen in der Regel innerhalb der ersten Stunden und Tage deutlich zurückgehen bis sich annähernd ein Gleichgewichtszustand einstellt. So wurden bei Versuchen an einem Betonrohr DN 300 mit einem Sohlriss (Rissbreite von 4 mm) bei einer Füllhöhe von 75 mm zu Versuchsbeginn Verluste von 9,8 l/(h·m) gemessen, aber nach 6 tägiger Beschickung nur noch eine Exfiltrationsrate von 0,05 l/(h·m). Danach wurde die Füllhöhe auf 280 mm erhöht. Die Exfiltrationsrate vergrößerte sich auf 7,6 l/(h·m), fiel aber nach einem Tag, trotz Beibehaltung der Füllhöhe, wieder auf 0,8 l/(h·m) - dann wurde der Versuch abgebrochen. Dies bedeutet, dass im Fall eines Regenereignisses, das nur wenige Stunden dauert, mit hohen Exfiltrationsraten zu rechnen ist. Der starke Abfall der Exfiltrationskurve lässt aber erkennen, dass der Boden auf die erhöhte Füllhöhe bei Regen wieder mit Abdichtungsmechanismen reagiert.

Als wesentliche Quelle von Abwasserexfiltration sind vor allem die alten Rohrverbindungen zu nennen. Messungen von Ullmann, 1994 haben gezeigt, dass plastische kaltverarbeitete Muffenverbindungen (TOK-Band) um das 5-8 fache undichter sind als Rollringdichtungen. Dies wird auch durch Untersuchungen in Nürnberg bestätigt. Dort wurden die Verbindungen von Betonrohren bis 1955 mit Zementmörtel abgedichtet, in den Jahren 1956 bis 1967 setzte man plastische kaltverarbeitete Dichtbänder (TOK Bänder) ein und ab 1968 ausschließlich Elastomerdichtungen in Form von Rollringen (heute werden Gleitringdichtungen verwendet, bei denen der Ring bereits werkseitig in

seiner endgültigen Position aufgelegt wird). 56 % der Mörtel gedichteten Rohrverbindungen waren undicht, 82 % der Rohrverbindungen mit TOK-Band und 18 % der Rohrverbindungen mit Rollringdichtungen. Dohmann et al (1999) haben die in Versuchen für verschiedene Schäden ermittelten Exfiltrationsraten mit durchschnittlichen Schadenshäufigkeiten kombiniert, und kommen zu dem Schluss, dass auf Grund der großen Zahl von undichten Muffen mehr als 50 % der exfiltrierenden Abwassermenge über diese aus dem Kanal austritt.

Dohmann et.al (1999) stellten bei den Messungen (mit Reinwasser ) an Kanälen vor Ort die zu erwartende deutliche Abhängigkeit der Exfiltrationsmengen von der Druckhöhe fest. Bei Druckhöhen von 0,3 bar waren die Exfiltrationsmengen um ein bis zwei Zehnerpotenzen größer als bei Halb- oder Vollfüllung des Kanals. Bei den Untersuchungen von Ullmann erwiesen sich 75 % der Rohrverbindungen mit TOK-Band bei Vollfüllung der Rohre als dicht, bei einem Druck von 0,5 bar sank dieser Anteil auf 14 %.

Dohmann et al (1999) haben anhand ihrer Messergebnisse in Verbindung mit festgestellten durchschnittlichen Schadenshäufigkeiten eine Maximalabschätzung der Exfiltration für die öffentliche Mischkanalisation angegeben. Diese ergibt, dass bei Trockenwetterabfluss (ca. 85 % des Jahres) maximal 0,6 % des Abflusses (= 0,5 % der Jahrestrockenwettermenge) aus undichten Kanälen exfiltrieren. Aufgrund des höheren Drucks exfiltriert bei Mischwasserabfluss ohne Kanaleinstau (ca. 15 % des Jahres) ca. 7,5 mal so viel Wasser wie unter Trockenwetterbedingungen. Nimmt man an, dass 1/3 des exfiltrierenden Mischwassers Schmutzwasserabfluss ist, dann bedeutet dies, dass bei Mischwasserabfluss maximal 1,5 % des Trockenwetterabflusses exfiltrieren (= 0,2 % der Jahrestrockenwettermenge). Nach Dohmann et al ist davon auszugehen, dass bei sehr großen Abflüssen, die mit 1,5 bis 3 m Einstau des Kanals verbunden sind und an weniger als 24 Stunden pro Jahr (< 0,3 % des Jahres) auftreten, erhebliche Wassermengen exfiltrieren. Nimmt man an, dass 30 % des Mischwasserabflusses und damit auch 30 % des Schmutzwasserabflusses in diesen 24 Stunden exfiltrieren, dann ist dies 0,1 % der Jahrestrockenwettermenge. Insgesamt exfiltrieren demnach auch bei der Maximalannahme nicht mehr als 1 % der Jahrestrockenwettermenge.

Für die Beurteilung möglicher Auswirkungen von Schäden im Hinblick auf das Schutzziel Dichtheit sind vor allem die Abwasserbeschaffenheit und die hydraulische Auslastung des Kanals (je größer diese ist, umso mehr Wasser

exfiltriert) entscheidende Randbedingungen. Weitere Randbedingungen sind die Lage des Schadens im Rohr, der Abstand des Kanals vom Grundwasser sowie die Bodenart. Die Wirkung von Eliminationsvorgängen im Untergrund wird durch die Länge der Sickerstrecke und die Durchlässigkeit des Untergrundes bestimmt. Dabei wirkt sich die spezifische Kornoberfläche des durchströmten Sediments für die Rückhaltung aus. Die Sorptionseigenschaften von Sanden und Kiesen ist schlechter als bei ton- und schluffhaltigen Sedimenten.

Untersuchungen des Sediments in unmittelbarer Nähe von Schadstellen an mindestens 70 Jahre alten Kanälen (Hagendorf et al 1999) zeigen eindeutig, dass bei Kanalundichtigkeiten mit exfiltrierendem Abwasser zu rechnen ist. Am deutlichsten ist die Auswirkung der Exfiltration an den Schwermetallgehalten des Sediments zu erkennen. Bei allen Schäden wurden erhöhte Pb, Cu und Zn-Gehalte allerdings nur in der Schicht 0 bis 10 cm unterhalb der Rohrsohle gefunden. In tieferen Schichten lagen die gemessenen Schwermetallkonzentrationen aber im Bereich der Hintergrundbelastung. Die geringen Schwermetallkonzentrationen, die trotz der langen Betriebsdauer der untersuchten Kanäle in den tieferen Schichten unterhalb der Schadstellen (davon zahlreiche Schäden der Klassen 0 und 1 nach ATV-M 149) gefunden wurden, bestätigen, dass die Gefahr einer Grundwasserverschmutzung für relativ immobile und für abbaubare Stoffe gering ist. Abwasserexfiltrationen wirken sich daher am deutlichsten aus, wenn die Grundwasseroberfläche zeitweise die Schadstelle erreicht. In diesem Fall gelangt exfiltrierendes Abwasser nahezu unmittelbar in das Grundwasser. Außerdem ist mit einem Auswaschen von Schadstoffen aus der am stärksten belasteten Infiltrationsschicht unmittelbar unterhalb der Schadstelle und mit einem Aufbrechen der Selbstdichtung zu rechnen.

Die Gewichtung des Schutzziels Dichtheit hängt sehr eng mit dem Wert, der dem Grundwasserschutz rechtlich bzw. politisch zugemessen wird, zusammen. Welche Schäden kann/darf/will man noch hinnehmen, wenn sie „nur“ das Schutzziel Dichtheit beeinflussen, nicht aber die hydraulische Leistungsfähigkeit und die Standsicherheit des Kanals. Eine gewisse „Abwertung“ des Schutzzieles Dichtheit wird z.B. beim niederländischen Bewertungsmodell „Stichting – RIONED“ vorgenommen. Nach diesem sind Schadensbehebungsmaßnahmen (sofort) erforderlich bei fehlenden Rohrwandungsteilen, klaffenden Längsrissen, Scherbenbildung, Rohrbruch, Grundwasserinfiltration unter Druck und

Eindringen von Boden. Bei Lageabweichungen – auch wenn sie ausgeprägt sind - sind „nur“ weitere Untersuchungen notwendig.

Anhand der vorliegenden Daten aus der Literatur (Dohmann, 1999; Stichting-RIONED, ATV-M 149) sollten primär folgende Schäden saniert werden:

- Alle Schäden, bei denen mit Exfiltration zu rechnen ist, wenn dadurch direkt oder indirekt ein Trinkwasserschutzgebiet berührt wird.
- Bei schadhafte Kanälen, deren Rohrsohle zeitweise im Grundwasser liegt, die folgenden Schäden:
  - Risse mit Rissbreite  $> 2$  mm in der unteren Rohrhälfte
  - Lageabweichungen in Längsrichtung: Bei Falzverbindungen  $> 2-5$  cm; bei Muffenverbindungen  $> 7-9$  cm
  - Lageabweichungen (Versatz)  $> 1$  cm oder 100% der Wandstärke
  - Betonrohre mit Mörteldichtungen oder plastischen Dichtungsbändern
  - Schadhafte Rohranschlüsse in der unteren Rohrhälfte

Bei der Prioritätenreihung sollte auch die vorhandene Druckhöhe (Füllhöhe) im Kanal berücksichtigt werden. Die Dringlichkeit der Sanierung nimmt in der Regel mit steigender Schmutzwassermenge und mit steigender Mischwassermenge bei Regen zu, da dann höhere Füllhöhen gegeben sind. Als einfaches Maß könnte hierfür der Rohrdurchmesser herangezogen werden.

### **3.4 Beurteilung des Kanalzustandes hinsichtlich der Restnutzungsdauer**

Die Nutzungsdauer eines Kanals ist definitionsgemäß zu Ende, wenn der Ist-Zustand nicht mehr den gestellten Anforderungen entspricht und die Erreichung des Soll-Zustands (hinsichtlich Standsicherheit, hydraulischer Leistungsfähigkeit und Dichtheit) durch punktuelle Maßnahmen (Reparaturen) nicht wirtschaftlich ist. Bei Ablauf der Nutzungsdauer ist eine Erneuerung oder Renovierung der gesamten Kanalhaltung erforderlich. Die Länge der Nutzungsdauer hängt somit wesentlich davon ab, wie der noch zulässige Ist-Zustand definiert wird. Die angenommene verbleibende Nutzungsdauer hat wiederum einen erheblichen Einfluss auf die Art der Sanierung (punktuelle Reparaturen oder Sanierung der gesamten Halzung).

Der Alterungsprozess von Kanälen wird insgesamt von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst, sodass eine konkrete Vorhersage im Einzelfall mit jetzigem Wissensstand nicht möglich ist. Es kann nicht von einem konstanten Alterungsverlauf ausgegangen werden, sodass nicht vom aktuellen Kanalzustand einer Haltung auf die Restnutzungsdauer geschlossen werden kann.

Für eine entsprechend große Stichprobe lässt sich allerdings ein statistischer Alterungsverlauf hinreichend gut abschätzen (Pecher, 2001). Für ein inspiziertes Netz (oder auch Teile davon) kann eine Verteilung der Zustandsklassen in Abhängigkeit vom Alter der Kanäle ermittelt werden. Die mittlere Nutzungsdauer eines Kanalnetzes (oder eines Teils davon) ist erreicht, wenn 50 % der Haltungen des Netzes zu renovieren bzw. erneuern sind, d.h. die festgelegte kritische Gesamtzustandsklasse erreichen. 50 % der Haltungen versagen früher und 50 % sind auch nach dem Erreichen der prognostizierten mittleren Nutzungsdauer funktionstüchtig. Abbildung 4 zeigt eine derartige Erfassung für ein relativ kleines Teilnetz der Stadt Dresden. Die Abbildung zeigt z.B., dass 50 % der 104 Jahre alten Kanäle in die schlechteste Zustandsklasse 4 fallen (die Grenze, ab der im gegebenen Fall ein Kanal renoviert bzw. erneuert werden müsste, wurde mit Klasse 4 festgelegt); d.h die mittlere Nutzungsdauer beträgt in diesem Fall 104 Jahre.

Wurde nun für eine 58 Jahre alte Haltung die Zustandsklasse 2 ermittelt (siehe Abbildung 4), so altert diese Haltung langsamer als der Durchschnitt der Kanäle. Unter der Annahme einer gleich bleibenden Alterungsgeschwindigkeit kann angenommen werden, dass diese Haltung nach weiteren 66 Jahren die Zustandsklasse 4 erreicht. Ob diese Haltung tatsächlich wie vorhergesagt altert, ist natürlich ungewiss. Es kann daher nur eine Restnutzungsdauer angegeben werden, die im Mittel mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit erreicht wird. Für die Verkehrswertbestimmung eines Kanalnetzes bzw. für die mittelfristige Budgetplanung ist diese Vorgehensweise aber sinnvoll, da davon ausgegangen werden kann, dass sich über das gesamte betrachtete Kanalnetz die Über- und Unterschätzung der haltungsspezifischen Restnutzungsdauern insgesamt ausgleichen.

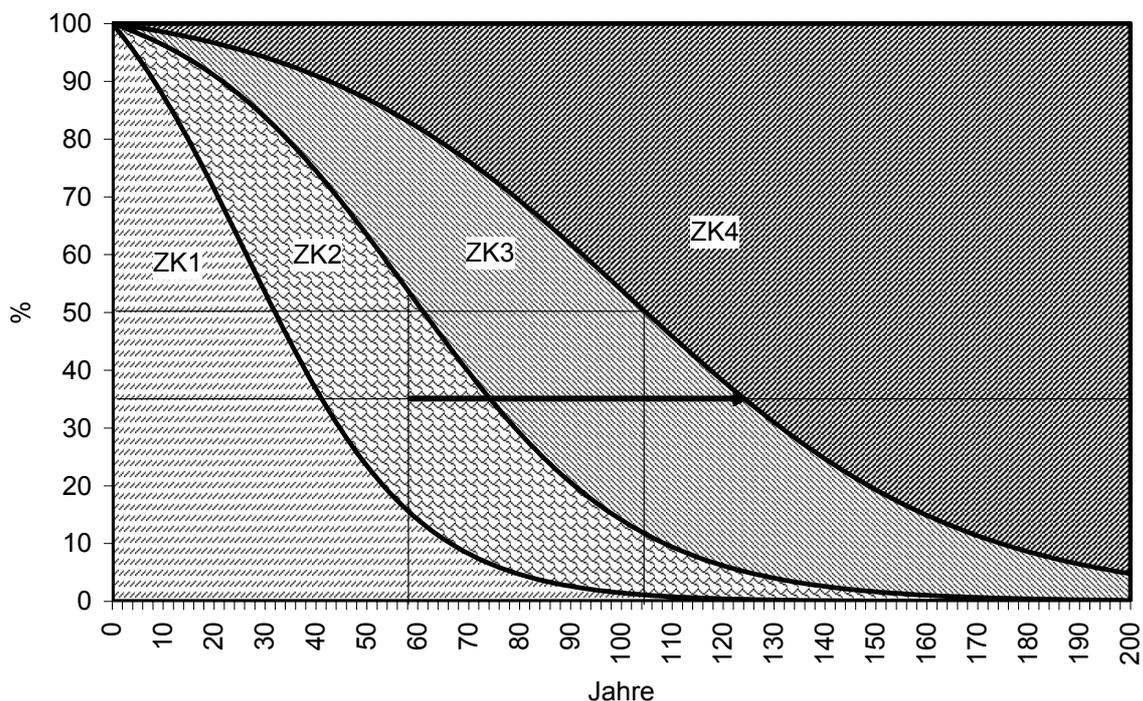


Abbildung 4 Bestimmung der Alterungsgeschwindigkeit (Baur, 2001)

Bei der für die Festlegung des geeigneten Sanierungsverfahrens durchzuführenden Kostenvergleichsrechnung ist auf eine sorgfältige Kostenermittlung, Abschätzung der Restnutzungsdauer und Wahl des kalkulatorischen Zinssatzes zu achten.

### 3.5 Sanierung der Anschlusskanäle in den öffentlichen Verkehrsflächen und der Grundstücksentwässerung

Das Netz der Grundstücksentwässerung auf privatem Grund und der Anschlusskanäle bis zum Straßenkanal ist in der Regel etwa 2-3 mal so lang wie das „Hauptnetz“. In das Kanalunterhaltskonzept sollten jedenfalls alle Leitungen einbezogen werden, egal ob sie öffentlich oder privat sind. Vor allem bei hohem Fremdwasseranfall führt eine Abdichtung des Straßenkanals ohne Berücksichtigung der Anschlussleitungen und der Grundstücksentwässerung nur zu einer Problemverlagerung. Das Fremdwasser dringt dann über diese Leitungen in die Kanalisation.

Bei Kostenvergleichen zwischen der Sanierung in offener Bauweise und einer Inlinersanierung ist jedenfalls zu berücksichtigen, dass bei der letzteren Anschlusskanäle vielfach in offnere Bauweise saniert werden müssen, bzw. dass

bezüglich der Sanierung vom Hauptkanal aus bis jetzt nicht immer zufrieden stellende Ergebnisse vorliegen.

Die Grundstücksentwässerung auf dem privaten Grundstück fällt immer in den Zuständigkeitsbereich des Grundbesitzers. Schwierig ist es, wenn die Erhaltung, Wartung und Sanierung der Anschlusskanäle einschließlich des Teiles auf öffentlichem Gut in den Zuständigkeitsbereich des Anschlusspflichtigen fällt. Dies ist in Österreich zumindest in den großen Städten (Wien, Graz, Linz) der Fall. Aus diesem Sachverhalt entsteht das Problem, dass eine einheitliche und gleichzeitige Bearbeitung aller in einem Projektgebiet in den öffentlichen Verkehrsflächen liegenden Kanalanlagen nicht oder nur teilweise möglich ist. Folgende Schwierigkeiten können sich ergeben:

- Es können sich Rechtsprobleme zufolge der Arbeiten des Anschlusspflichtigen auf öffentlichem Grund ergeben.
- Es gibt vielfach keine entsprechende Bauaufsicht durch den öffentlichen Kanalbetreiber und keine Überwachung des Zustands der Anschlusskanäle.
- Es kommt zu längeren Störungen des Verkehrs als bei der Variante, bei der die Hauskanäle gleichzeitig mit dem öffentlichen Straßenkanal saniert werden.

In der Vergangenheit erfolgte die Einbindung der Anschlusskanäle in die Straßenkanäle vielfach durch Aufstemmen des Straßenkanals und Verspachteln des freigebliebenen Raums zwischen eingeschobenem Hauskanal und der ausgebrochenen Kanalwandung. Bei dieser Vorgehensweise war es aber nicht möglich, eine dauerhafte, wasserdichte und gelenkige Verbindung herzustellen (Stein, 1999). Daher ist vor allem im Bereich der Einbindung mit Schäden zu rechnen. Begünstigt wird die Schadensentstehung bei den Anschlüssen auch durch die Verkehrsbelastung. Als Folge von Undichtheiten im Bereich des Anschlusses kann es zur Unterspülung des Straßenkanals kommen und sich damit dessen Bettungsbedingungen verschlechtern.

Im ATV Arbeitsblatt A-139 wird zu den Anschlusskanälen ausgeführt: „Anschlusskanäle sollen gleichzeitig mit dem Bau des Straßenkanals hergestellt werden. Dabei ist der Anschlusskanal so auf das anzuschließende Grundstück zu führen, dass der spätere Anschluss auf dem Grundstück selbst erfolgen kann. Sofern der Anschlusskanal nicht gleichzeitig mit dem Straßenkanal gebaut werden kann, ist die vorgesehene Einlauföffnung am Straßenkanal dauerhaft

druck- und wasserdicht mit einem unverrottbaren Verschluss, z.B. Verschlusssteller nach DIN 1230, Teil 1, zu sichern. Nachträglich herzustellende Anschlussöffnungen dürfen nur mit einem geeigneten Bohrgerät hergestellt werden, sofern nicht ein Abzweig eingebaut wird.“

### 3.5.1 Inspektion der Anschlusskanäle

Es wird empfohlen, dass der Kanalbetreiber die Untersuchungen der Anschlusskanäle auf öffentlichem Grund und nach Möglichkeit auch der Anschlussleitung bis zur Hauswand durchführt und die Kosten dafür als Serviceleistung für den Anschlusspflichtigen übernimmt. Die Forderung nach Erbringung von Untersuchungsberichten durch den Eigentümer der Hauskanalanlage selbst ist aus Praktikabilitätsgründen (zeitliche Verzögerung, variierende Qualität der Untersuchungen) nicht sinnvoll. Vor allem in Teilgebieten mit Fremdwasser (aber nicht nur dort) sollte nach Möglichkeit die gesamte Grundstücksentwässerung untersucht werden – wenn dies vom Straßenkanal aus nicht geht, dann ergänzend auch vom Grundstück aus. Im Zuge der Inspektion sollte die Lage der Anschlusskanäle auf öffentlichem Grund aufgenommen (geortet), vermessen und im Kanalkataster dokumentiert werden.

Die durchschnittlichen Kosten für die TV Untersuchung (inkl. Auswertung, Information des Eigentümers) werden mit 200 €/Anschlusskanal bis zur Hauswand angenommen. Werden die Anschlusskanäle immer im Zug der Sanierung der Hauptkanäle – also nicht öfter als etwa alle 50 Jahre – gründlich untersucht, so betragen die jährlichen Kosten für diese TV-Untersuchung ca. 4 €/Anschlusskanal und Jahr bzw. etwa 0,5 bis max. 1 € pro Einwohner und Jahr. Diese Kosten (0,5 bis 1 % der Jahreskosten) sollten aus dem laufenden Gebührenhaushalt getragen werden.

### 3.5.2 Sanierung der Anschlusskanäle

Die Sanierung der Anschlussleitungen sollte nach Möglichkeit in einem Zug mit der Sanierung des Hauptkanals erfolgen. Dies ist in der Regel kostengünstiger als die getrennte Sanierung. Es gibt Beispiele von Kanalordnungen (Entwässerungssatzungen) aus Städten, in denen der Anschlusspflichtige für den Anschlusskanal auch auf öffentlichem Grund zuständig ist, die bezüglich der Ausführung von Anschlusskanälen auf öffentlichem Gut detaillierte Vorgaben machen – bis hin zur Festlegung des zu verwendenden Rohrmaterials (Beispiel:

Abwassersatzung der Stadt Köln, 2001). Vielfach wird es aber die beste Lösung sein, wenn der Eigentümer des Anschlusskanals und der öffentliche Kanalbetreiber vereinbaren, dass die Sanierung des Anschlusskanals (zumindest der Teil der auf öffentlichem Grund liegt) vom Kanalbetreiber im Zuge der Sanierung des öffentlichen Kanals durchgeführt wird. Die Finanzierung der Sanierung des Anschlusskanals erfolgt zwar durch den jeweiligen Grundstückseigentümer – wobei aber eine Finanzierung über einen Durchschnittspreis denkbar wäre, der Kanalbetreiber übernimmt die darüber hinausgehenden Kosten.

Will man - nach Möglichkeit ohne verwaltungstechnischen Druck - zu einer effizienten Sanierungslösung von hoher baulicher Qualität gelangen, so erfordert dies jedenfalls eine umfassende Information der betroffenen Eigentümer der Anschlusskanäle bzw. Grundstücksentwässerung und eine intensive beratende und kontrollierende Begleitung der Sanierungsarbeiten. Dies verursacht natürlich Kosten auf Seiten des Kanalbetreibers, aber die Gesamtkosten für die Instandhaltung des Kanalnetzes werden vermutlich reduziert.

### 3.5.3 Bewertung des Zustands der Anschlusskanäle und der Grundstücksentwässerung

Auch der Zustand der Anschlusskanäle dürfte erfahrungsgemäß in vielen Fällen sehr schlecht sein – in der Regel wahrscheinlich sogar schlechter als derjenige der Straßenkanäle. Grundsätzlich gelten für die Bewertung der Anschlusskanäle dieselben Kriterien wie für die Straßenkanäle. Die Auswirkungen von Schäden in den Anschlusskanälen auf die Umwelt sind aber in der Regel geringer als bei den Hauptkanälen. Dies ist im wesentlichen auf folgende Faktoren zurückzuführen:

- Die Wassermenge ist in den Anschlusskanälen gering.
- Das Gefälle der Leitungen ist mit mindestens 1:100 (1:50) in der Regel deutlich größer als das Gefälle der Straßenkanäle. Daher sind die Wasserstände in den Anschlusskanälen bei Trockenwetter sehr gering.
- Nur bei Rückstau aus den Hauptleitungen (also bei stärkeren Regenereignissen ) treten höhere Wasserstände auf. Da Anschlusskanäle seltener durch Regen freigespült werden, kommt es bei diesen eher zu einer Selbstabdichtung durch feste Inhaltstoffe des Abwassers als bei Straßenkanälen.

## 4 Bewertung der hydraulischen Leistungsfähigkeit

Bei der Planung von Kanalsanierungen ist jedenfalls die hydraulische Leistungsfähigkeit der Kanalisation zu berücksichtigen. Es wäre wohl kaum zu vertreten, dass ein Kanal wenige Jahre nach einer Sanierung durch einen größeren Querschnitt ersetzt werden muss, weil nicht berücksichtigt wurde, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit des bestehenden Kanals bereits erschöpft war.

### 4.1 Anforderungen

In der EN 752-2 werden Anforderungen an Bemessungskriterien zum Schutz vor Überlastung und Überflutung angegeben. Abwasserkanäle sind üblicherweise für den Betrieb mit Vollfüllung ohne Überlastung für relativ häufige Regenereignisse auszulegen, im Bewusstsein, dass dies einen Schutz gegen Überflutung bei stärkeren Regenfällen darstellt. Gemäß der EN 752 ist eine Überlastung gegeben, wenn das Wasser in einem Freispiegelsystem unter Druck abfließt, aber nicht an die Oberfläche gelangt und so keine Überflutung verursacht – bei uns wird dieser Zustand in der Regel als Einstau bezeichnet. Es sollten die in Tabelle 1 angeführten Werte für die Häufigkeit der Bemessungsregen angewandt werden, wenn die zuständige Stelle keine entsprechenden Werte vorgibt.

Die Häufigkeit der Bemessungsregen, bei denen keine Überlastungen auftreten dürfen, ist in der EN 752 für Stadtgebiete mit  $n=0,5/a$  angegeben. In Österreich werden Kanäle in meist mit Bemessungsregen der Häufigkeit  $n=1/a$  bemessen. Die EN 752 verlangt also etwas höhere Sicherheiten bei der Bemessung als sie bisher oft angesetzt wurden. Die Erfahrung zeigt aber, dass es bei den Kanälen in der Regel keineswegs einmal im Jahr zu einer Überlastung kommt, wie man nach der Bemessung mit  $n=1/a$  annehmen könnte. Dies ist zum einen dadurch bedingt, dass bei konventionellen Berechnungsverfahren (Zeitbeiwertverfahren) weder eine Retention von Niederschlagswasser auf der Geländeoberfläche noch eine Speicherwirkung des Kanals (es wird ja angenommen, dass der Kanal bei Regenbeginn bereits gefüllt ist) berücksichtigt wird. Zum anderen wurden bei Planungen in der Vergangenheit oft große Sicherheiten bei der Annahme der Abflussbeiwerte vorgesehen.

Tabelle 1 In der EN 752/2 festgelegte Häufigkeiten für Bemessungsregen und Überflutungen und daraus von der ATV abgeleitete Werte für Überstauereignisse (Anzahl der Ereignis pro Jahr)

Bemessungsregen Zeitbeiwertverfah- ren	Ort	Überflutung s-ereignisse	Übersta- u- ereignis- se (ATV A-118)
1	ländliches Gebiet	0,1	0,5
0,5	Wohngebiet	0,05	0,33
0,5 (0,2)	Stadtzentren, Gewerbege- biet	0,033	0,2
0,1	Unterführungen	0,02	0,1

\*wenn keine Überflutungsprüfung vorgenommen wird

+wenn keine Maßnahmen zum Überflutungsschutz getroffen werden

Bei größeren Entwässerungssystemen, wie auch bei kleineren Systemen, welche mit einem Abflusssimulationsmodell entworfen werden, insbesondere dort, wo bedeutende Schäden oder Gefährdungen auftreten können, wird empfohlen, das Maß des Überflutungsschutzes direkt festzulegen. Die Kanalisation sollte zuerst so ausgelegt werden, dass bei einem angemessenen Bemessungsregen keine Überlastung auftritt. Danach sollte der Abfluss mit einem Simulationsmodell nachgerechnet werden, um die Einhaltung der Überflutungshäufigkeit nachzuweisen (EN 752-2). Werden von den zuständigen Stellen keine Überflutungshäufigkeiten vorgegeben, sollten die Werte der EN 752-2 angewendet werden.

Eine Überflutung ist nach EN 752-1 dann gegeben, wenn Schmutzwasser und/oder Regenwasser aus einem Entwässerungssystem entweichen oder nicht in dieses eintreten können und entweder auf der Oberfläche verbleiben oder in Gebäude eindringen. In der deutschen Entwässerungspraxis wird Überflutung mit auftretenden Schädigungen bzw. einer Funktionsstörung (z.B. bei einer Unterführung) aufgrund des Wasseraustrittes in Verbindung gebracht.

Das entscheidende Kriterium ist in jedem Fall somit nicht die Eingangsgröße der Bemessung (ein Bemessungsregen) sondern das Ergebnis (die Überflutungshäufigkeit bzw. Versagenshäufigkeit). In Österreich wird derzeit

vom ÖWAV das Regelblatt 11, in welchem die Dimensionierung von Kanälen behandelt wird, überarbeitet. Derzeit ist aber noch nicht absehbar, wie die Anforderungen der EN 752/2 übernommen bzw. konkretisiert werden.

Sollten sich Haltungen bei einer neuerlichen Berechnung mit einem Bemessungsregen der Häufigkeit  $n=0,5$  als zu klein erweisen, so sollte zuerst die Überflutungshäufigkeit ermittelt werden bevor über die Notwendigkeit einer Querschnittvergrößerung entschieden wird. Da aber der Vorgang einer Überflutung auch mit Simulationsprogrammen derzeit nicht berechnet werden kann, hat die ATV zusätzlich Empfehlungen für maximal zulässige Überstauhäufigkeiten angegeben (siehe Tabelle 1). Von einem Überstau spricht man, wenn das Wasser die Geländeoberkante erreicht (unabhängig davon ob es dort Schäden verursacht oder nicht). Es wird empfohlen, im ersten Schritt den rechnerischen Nachweis nach der Zielgröße Überstauhäufigkeit zu führen und im zweiten Schritt den jeweils geforderten Überflutungsschutz unter Betrachtung der örtlichen Gegebenheiten zu prüfen und ggf. durch bauliche Maßnahmen sicherzustellen.

## **4.2 Zustandserfassung**

Hydraulische Überrechnungen sollten zuerst für die Gebiete durchgeführt werden, in denen Überlastungen des Kanalnetzes bekannt sind, oder in denen in nächster Zeit Kanalsanierungen geplant sind. Es ist vermutlich sinnvoll, eine hydrodynamische Simulation zuerst nur für ein Teileinzugsgebiet durchzuführen, um auf diesem Wege Erfahrungen bezüglich geeigneter Methoden der Flächenauswertung, der Mengenummessung und der Überprüfung und Korrektur fehlerhafter Eingangsdaten im Kanalkataster sammeln zu können. Anschließend sollte die Überrechnung auch für die anderen Gebiete systematisch weitergeführt werden. Für die Beurteilung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Entwässerungssystemen sind Aufzeichnungen über Überflutungen und Überlastungen von großer Bedeutung.

Für die Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Kanalisation ist die Aufnahme von Daten wie Flächengröße, Befestigungsgrad, etc. in die Datenbank erforderlich. Für die hydraulische Berechnung sind Schnittstellen notwendig, um spezielle Berechnungsprogrammen (z.B. Mouse oder Hystem-Extran) ansprechen zu können. Wenn die Grunddaten und die hydraulischen Daten auf aktuellem Stand in einer Kanaldatenbank vorhanden sind, ist der

Aufwand für die Kanalnetzberechnung an sich gering. Der Kostenunterschied zwischen einer Berechnung mit Zeitbeiwertverfahren und einer Kanalnetzsimulation wird zukünftig – wenn neben dem Kanal auch die Flächendaten im Kataster enthalten sind - gering sein.

Der Aufwand für die Kanalsimulation (inkl. Flächenermittlung und Kontinuumsimulation zur Ermittlung des Wirkungsgrades der Mischwasserbehandlung) wird eher vorsichtig mit ca. 5 € pro Einwohner angesetzt. Wird eine solche Simulation alle 20 Jahre durchgeführt, so ergibt dies Jahreskosten von 0,25 € pro Einwohner und Jahr. Das sind ca. 0,25 % der Jahreskosten für die Abwasserableitung.

## **5 Bewertung des Wirkungsgrades der Mischwasserbehandlung**

Bei der Planung von Kanalsanierungen sind eventuell erforderliche Maßnahmen der Mischwasserbehandlung zu berücksichtigen. Es könnte sich z.B. als insgesamt kostengünstiger erweisen, einen zu sanierenden Kanal in Form eines Stauraumkanals zu erneuern anstatt ihn nur zu reparieren. Bezüglich des Standes der Technik der Mischwasserbehandlung und der Ermittlung der erforderlichen Maßnahmen mit Hilfe der Modellierung (Langzeitsimulation) wird auf Fenz (2001) und Fenz und Rauch (2003) in diesem Band der Wiener Mitteilungen verwiesen. Mit Hilfe der Simulation kann die Wirksamkeit verschiedener Lösungsvarianten einfach untersucht werden. Vor allem in größeren Netzen liegt hier ein erhebliches Einsparungspotential (siehe Fenz und Rauch, 2003). Im Gegensatz zur Simulation für die Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit wird bei der Langzeitsimulation zur Ermittlung des Wirkungsgrades der Mischwasserbehandlung das Kanalnetz nur in sehr vereinfachter Form berücksichtigt. Die Kosten für die Langzeitsimulation sind in den Kosten für die Kanalsimulation in 4.2 bereits enthalten.

## **6 Bewertung der Fremdwassersituation**

Die Erfassung des Fremdwasseranfalls und die Lokalisierung der wesentlichen Fremdwasserquellen ist ein weiterer wesentlicher Bestandteil der

Sanierungsplanung. Grundwasser und unverschmutztes Oberflächenwasser, welches in das Kanalnetz eindringt, können bekanntlich zu einer erheblichen Erhöhung der hydraulischen Belastung von Kanal und Kläranlage führen.

#### Auswirkung auf Kanal:

Wurde der Fremdwasseranfall bei der Bemessung nicht berücksichtigt, so kann ein hoher Fremdwasseranfall bei Schmutzwasserkanälen zu hydraulischen Überlastungen führen. Eine Grundwasserinfiltration findet allerdings nur solange statt, bis die Druckverhältnisse im und außerhalb des schadhaften Rohres im Gleichgewicht stehen. In Mischwasserkanalisationen ist der Einfluss des Fremdwassers auf die hydraulische Leistungsfähigkeit der Kanalisation gering. Da die Betriebskosten von Pumpwerken vom geförderten Abfluss abhängen, sind die Pumpkosten umso höher, je größer der Fremdwasseranfall ist. Auf der anderen Seite wird die Spülwirkung im Kanal durch Fremdwasser erhöht, was zu geringeren Ablagerungen im Kanal führen kann. Dadurch wird auch die Gefahr der Entstehung von Schwefelwasserstoff ( $H_2S$ ) und damit verbundenen Korrosionsschäden reduziert.

#### Auswirkung auf Mischwasserbehandlung:

Mit steigendem Fremdwasseranfall sinkt die Regenabflussspende, die zur Kläranlage geleitet werden kann. Dies führt vor allem bei Regenüberlaufbecken, bei denen ja in der Regel auf  $2 Q_t$  gedrosselt wird, zu einer Zunahme der Häufigkeit und Dauer von Mischwasserentlastungen und auch der entlasteten Mischwassermengen. Bei Regenüberläufen, die nach dem Prinzip der kritischen Regenspende bemessen wurden, ist der Einfluss gering.

#### Auswirkung auf Abwasserreinigung:

Da die durchschnittlichen Konzentrationen im Ablauf von Kläranlagen vor allem vom Schlammalter abhängig sind nicht aber von der Zulaufkonzentration der abbaubaren Stoffe, nimmt die Fracht der abbaubaren Stoffe im Ablauf bei gegebener Zulaufkonzentration und gegebenem Schlammalter etwa linear mit der Wassermenge zu (Kroiß u. Prendl, 1996). Damit verbunden werden die abbaubaren Stoffe auch prozentuell weniger weit abgebaut. Außerdem kommt es zu einer Erhöhung der ständigen hydraulischen Belastung der Kläranlage. Bei Trennsystemen führt Fremdwasser in Form von Niederschlagswasser, das im Schmutzwasserkanal abgeleitet wird, zu hydraulischen Spitzenbelastungen der Nachklärung ähnlich wie beim Mischsystem.

Wenn anhand der Differenz aus Kläranlagenzufluss und Trinkwasserverbrauch und anhand von gemessenen Konzentrationen im Kläranlagenzufluss (nachts) ein hoher Fremdwasseranfall ermittelt wird, dann können folgende Schritte zur Eingrenzung der Fremdwasserquellen erwogen werden:

- Als erster Schritt der Lokalisierung von Fremdwasserzutritten wird die Abgrenzung der Gebiete empfohlen, in denen Kanäle zeitweise im Grundwasser liegen.
- Eine weitere Eingrenzung kann durch nächtliche Begehung erfolgen (Blick in Schächte), bei der gleich auch die Eignung von Messstellen geprüft wird. Die Begehung sollte in Monaten mit hohem Grundwasserstand durchgeführt werden.
- Messung der nächtlichen Abflüsse und zugehöriger Konzentrationen an ausgewählten Messstellen (in Monaten mit hohem Grundwasserstand). Der Einsatz von mobilen Messgeräten mit kurzen Ein- und Ausbauzeiten ermöglicht die Messung an vielen Stellen in kurzer Zeit.
- In Gebieten, in denen anhand der Messungen Fremdwasserzufluss festgestellt wurde, sollte bei der TV Inspektion gezielt nach Fremdwasserzutritten gesucht werden. In diesen Gebieten sollte bei der Kanalsanierung die Fremdwasserproblematik gezielt mitbedacht werden, d.h. vor allem undichte Grundstücksentwässerungen, Drainageeinleitungen und Niederschlagswassereinleitungen in den Schmutzwasserkanal bei Trennsystemen suchen.

Bezüglich der Fremdwasserreduktion ist jedenfalls die Verhältnismäßigkeit allfälliger Maßnahmen zu prüfen. Wenn es möglich ist, Fremdwasserquellen wie eingeleitete Bäche abzukoppeln, so sollte dies natürlich durchgeführt werden. In den meisten Fällen sind aber undichte Kanäle im Grundwasser und Einleitungen aus Drainagierungen die Hauptquelle. Diese lassen sich aber oft nur mit erheblichem Aufwand und über eine längere Periode hinweg (Jahrzehnte) beseitigen. In so manchem Fall wird daher eine end of pipe Lösung – sprich z.B. eventuell zusätzlich erforderliches Regenüberlauf- oder Nachklärbeckenvolumen - die kostengünstigste Lösung für ein Problem sein, das sich nur schwer ganz beseitigen lässt.

## 7 Zusammenfassung

Bei der Planung von Instandhaltungsmaßnahmen im Kanalnetz sind verschiedene Bereiche wie der bauliche Zustand der Kanalisation, die hydraulische Leistungsfähigkeit der Kanalisation, der Wirkungsgrad der Mischwasserbehandlung, Auswirkungen von Fremdwasserzutritten, aber vor allem auch die Vorhaben anderer Planungsträger (Stromversorgung, Straßenbau, Gasversorgung, Wasserversorgung etc.) zu berücksichtigen. Da die Kapitalkosten bei der Abwasserableitung zumindest 2/3 der Jahreskosten ausmachen, kommt der Qualität der Planung enorme Bedeutung zu. Die Planung ist wiederum wesentlich auf Daten der Zustandserfassung und deren rasche und zuverlässige Verfügbarkeit angewiesen.

Es wird empfohlen die Sanierungsmaßnahmen für ganze Teileinzugsgebiete des Kanalnetzes zu planen. Damit wird am ehesten erreicht, dass bei der Planung gebietsspezifische Randbedingungen berücksichtigt werden und dass durch eine Zusammenfassung von Baulosen erhebliche Kostenvorteile erzielt werden.

Die Planung wird vielfach fremdvergeben. Die Erfahrung zahlreicher Städte zeigt aber, dass die Instandhaltung der baulichen Substanz großer Kanalnetze auch bei weitgehender Fremdvergabe von Planungsarbeiten ausreichend Personal beim Kanalbetreiber erfordert, um Aufgaben wie Zieldefinition, Lenkung und Überwachung von vergebenen Leistungen, Bewertung der Inspektionsergebnisse, Koordination mit anderen Tiefbauabteilungen, beratende bzw. kontrollierende Begleitung der Sanierungsarbeiten an Hauskanälen, etc. erfüllen zu können. Basierend auf den Angaben der „großen“ Städte in Österreich und vergleichbarer Angaben aus Deutschland kann der Personalbedarf für Planung und Bauabwicklung im Durchschnitt auch bei weitgehender Fremdvergabe der Planungsleistungen mit 2 bis 3 Mitarbeiter pro 100 km Kanal angesetzt werden.

Die Kosten für Planung und Bauaufsicht durch Ingenieurbüros betragen etwa 10 % der Baukosten (bei 1 Mio. € Bausumme). Gerade in der frühen Planungsphase (Vorentwurf und Entwurfsplanung) ist die Möglichkeit zur Einflussnahme auf die Gesamtkostenentwicklung sehr hoch, danach nimmt sie rasch ab. Weniger sparen bei den Planungskosten kann zu niedrigeren Gesamtkosten führen. Da in der Vergangenheit ein erheblicher Anteil der Schäden in Kanalisationen durch Mängel bei der Bausauführung entstand, kommt schließlich der Güte

der Bauausführung und damit der Bauüberwachung und Qualitätskontrolle eine ganz entscheidende Bedeutung zu.

## 8 Literatur

- ATV-A 139 (2001): Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen
- ATV-M 143 (1999): Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Entwässerungskanälen und -leitungen. Teil 2: Optische Inspektion
- ATV-M 143 (1998): Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Entwässerungskanälen und -leitungen. Teil 6: Dichtheitsprüfung bestehender, erdüberschütteter Abwasserleitungen und -kanäle und Schächte mit Wasser, Luftüber- und Unterdruck.
- ATV-M 149 (1999): Zustandserfassung, -klassifizierung und -bewertung von Abwasserkanälen und -leitungen.
- ÖNORM B 2503 (1999): Kanalanlagen – Ergänzende Richtlinien für die Planung, Ausführung und Prüfung
- ATV (1999): Stand und Finanzierung der Abwasserentsorgung. Ergebnisse der ATV-Umfrage 1998. ATV Schriftenreihe Band 14
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (1999) Merkblatt Nr. 4.3/6 Prüfung alter und neuer Abwasserkanäle
- Baur, R. (2001): Selektive Inspektionsplanung und prognostische Sanierungsstrategien für Abwassernetze. Wiener Mitteilungen Wasser Abwasser Gewässer Bd. 168
- Bölke, K.P. (1996): Kanalinspektion – Schäden erkennen und dokumentieren. Springer Verlag
- Burger, B. (2002): Optische Inspektion als Grundlage zur Sanierungsentscheidung. Seminarunterlagen zu den 2. Göttinger Abwassertagen, Februar 2002
- Dohmann, M.; Decker, J.; Menzenbach, B. (1999): Untersuchungen zur quantitativen und qualitativen Belastung von Boden, Grund- und Oberflächenwasser durch undichte Kanäle. In Dohmann, M. (Hrsg.; 1999): Wassergefährdung durch undichte Kanäle – Erfassung und Bewertung. Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Fenz, R. (2001): Gewässerschutz bei Mischwasserentlastungen – Emissions- und Immissionsanforderungen. Wiener Mitteilungen Wasser Abwasser Gewässer Bd. 168
- Fenz, R., Rauch, W. (2003): Mischwasserbehandlung – Anforderungen und Ermittlung der erforderlichen Maßnahmen mit Hilfe der Langzeit-Kontinuum-Simulation. Wiener Mitteilungen Wasser Abwasser Gewässer Bd. 183
- Fiedler, M. (2002): Überblick über das Kanalsanierungskonzept der Stadt Göttingen. Seminarunterlagen zu den 2. Göttinger Abwassertagen, Februar 2002
- Hagendorf, U.; Clodius, C.-D.; Krafft, H. (1999): Untersuchungen zur Erfassung und Bewertung undichter Kanäle im Hinblick auf die Gefährdung des Untergrundes. In Dohmann, M. (Hrsg.): Wassergefährdung durch undichte Kanäle. Springer Verlag Berlin-Heidelberg

- Hochstrate, K.; Jansen, K.; Schönborn, F. (1997): Finanzierung und Werterhaltung von Kanälen – Qualitätsprüfung selektiver Inspektionsstrategien nach DIN-EN 752-5 durch Genehmigungsbehörden. Korrespondenz Abwasser 11/97
- Jung, P. (1998): Kanalsanierung. Vogel Verlag, Würzburg
- Kitzberger, J. (1999): Vorgangsweise bei der Erstellung eines Kanalkatasters. Wiener Mitteilungen Wasser Abwasser Gewässer Band 154
- Kommunalkredit (2002): Angaben aus dem Internet [www.kommunalkredit.at](http://www.kommunalkredit.at)
- Kroiß, H.; Prendl, L. (1996): Einfluss von Fremdwasser auf Abwasserreinigungsanlagen. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft Bd.140
- Krug, R. (2000): Selektive Kanalinspektion – ein wirtschaftliches Verfahren für kurzfristig erzielbare Zustandsaussagen für strategische Planungen. Vortrag beim 11. Leipziger Bau-Seminar
- Milojevic, N. (1996): Aufwand für den Bau und Betrieb der Kanalisation. In ATV-Handbuch Bau und Betrieb der Kanalisation. Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- ON EN 752-1 (1996): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden. Teil 1: Allgemeines und Definitionen
- ON EN 752-2 (1996): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden. Teil 2: Anforderungen
- ON EN 752-5 (1998): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden. Teil 5: Sanierung
- ON EN 13508-2 (1999): Zustand von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden. Teil 2: Kodiersystem für die optische Inspektion. Entwurf April 1999
- ÖWAV, (2002): Behandlung von Niederschlagswässern. ÖWAV Regelblatt 35, Entwurf Stand Nov. 2002
- Pecher, K.H. (2001): Warum sind dauerhafte Abwasserkanäle unentbehrlich. Vortrag für FEUGRES international in Barcelona, 2001 (aus dem internet) .
- Stein, D. (1999): Instandhaltung von Kanalisationen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- Stein, D., Körkemeyer K. (2001) Anforderungen an die Qualitätssicherung bei Kanalsanierungen, gwf Nr. 142/14
- Ullmann, F. (1994): Umweltorientierte Bewertung der Abwasserexfiltration bei undichten Kanälen dargestellt am Beispiel einer Bundeswehrkaserne. Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Aachen Band 145

Dipl.-Ing. Dr. Robert Fenz

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien

Karlsplatz 13, 1040 Wien

Tel.: 01 / 58801 – 22613

Fax: 01 / 58801 – 22699

E-mail: [rfenz@iwag.tuwien.ac.at](mailto:rfenz@iwag.tuwien.ac.at)

## **Mischwasserbehandlung – Anforderungen und Ermittlung der erforderlichen Maßnahmen mit Hilfe der Modellierung**

Robert Fenz<sup>1</sup>, Wolfgang Rauch<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft – Technische Universität Wien

<sup>2</sup>Institut für Umwelttechnik – Universität Innsbruck

**Kurzfassung:** Im vorliegenden Entwurf der AEV Mischwasser werden Mindestanforderungen an die Mischwasserbehandlung festgelegt, um so dem Vorsorgeprinzip Genüge zu tun. Einige Merkmale der AEV Mischwasser werden für die Planung von Mischwasserkanalisationen von großer Bedeutung sein. So lässt es die Verordnung dem Planer/der Planerin zukünftig offen, mit welchen Maßnahmen er/sie die geforderten Wirkungsgrade erreichen will. Des weiteren gelten die geforderten Mindestwirkungsgrade nur für das gesamte Einzugsgebiet der Mischkanalisation und nicht für die einzelnen Bauwerke. Auch nach der Umsetzung der Mindestanforderungen können Mischwasserentlastungen im unmittelbar von der Einleitung betroffenen Gewässerabschnitt zu akut toxischen Stoffkonzentrationen führen und/oder eine Veränderung der Biozönose unterhalb der Entlastungsstelle verursachen. Für die Abgrenzung der kritischen Fälle werden derzeit vom ÖWAV-Ausschuss „Regelblatt 19“ Kriterien erarbeitet. In Zukunft sollte verstärkt eine integrierte Betrachtung und Modellierung des gesamten Entwässerungssystems inkl. Gewässer angestrebt werden um vermehrt die Wechselbeziehungen zwischen den Teilsystemen wiedergeben zu können. Die Werkzeuge (Modelle) dafür sind heute vorhanden. Die immissionsseitige Dimensionierung von Maßnahmen der Mischwasserbehandlung erfolgt auf der Basis einer Risikoabschätzung, wobei die erlaubte Versagenswahrscheinlichkeit der Maßnahme dem Schutzbedürfnis des Gewässers gegenübergestellt wird.

**Keywords:** Mischwasserbehandlung, Mindestanforderungen, Immissionsanforderungen, Hydraulischer Stress, Ästhetische Verunreinigungen, Hygiene, Integrierte Modellierung, Risikobetrachtung

# 1 Mindestanforderungen an die Mischwasserbehandlung

## 1.1 Mindestanforderungen gemäß AEV Mischwasser (Entwurf)

Bislang wurde der Stand der Technik der Mischwasserbehandlung in Österreich von der im Einzelfall zuständigen Wasserrechtsbehörde in einer individuellen Beurteilung definiert, wobei in der Regel anhand existierender Regelwerke wie dem Regelblatt Nr. 19 des ÖWAV (1987) oder dem ATV-Arbeitsblatt-A 128 (1992) vorgegangen wurde. In der Allgemeinen Abwasseremissionsverordnung (AAEV) ist die Herausgabe einer gesonderten Verordnung für Mischwasser aus Mischkanalisationen (AEV Mischwasser) vorgesehen. Die AEV Mischwasser wird derzeit vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft erarbeitet und liegt als Entwurf vor. Das Österreichische Wasserrecht verlangt, dass in Verordnungen der Stand der Technik in Form von Konzentrationsbegrenzungen, Frachtbegrenzungen oder durch die Vorgabe von Mindestwirkungsgraden festgelegt wird. In der AEV-Mischwasser geschieht dies in Form von Mindestwirkungsgraden der Weiterleitung zur ARA für Mischwasserinhaltsstoffe. (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Mindestwirkungsgrade  $\eta$  der Weiterleitung in % der bei Niederschlagsereignissen im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation anfallenden Schmutzfrachten

	Größe der Kläranlage (EW) zu der die Mischkanalisation entwässert		
	< 5.000	5.000 – 50.000	> 50.000
NH <sub>4</sub> -N; ges.N, ges.P BSB <sub>5</sub> , CSB	55	60	65
AFS	70	75	80

Gemäß der AEV Mischwasser sind die auf Grund von Niederschlagsereignissen im gesamten Einzugsgebiet einer Mischkanalisation abfließenden Frachten der in Tabelle 1 angeführten Inhaltsstoffe des Mischwassers zumindest im nachstehend genannten Ausmaß zur Abwasserreinigungsanlage weiterzuleiten. Der Mindestwirkungsgrad bezieht sich auf die bei Niederschlagsereignissen im gesamten Einzugsgebiet einer Mischkanalisation abfließenden Frachten der Inhaltsstoffe des Mischwassers (BMfLFUW, 2001).

*Der Wirkungsgrad der Weiterleitung für einen Parameter bezieht sich auf*

- *die Summe der während des Zeitraumes von einem Jahr bei Niederschlagsereignissen von der (den) Mischwasserentlastung(en) zur Abwasserreinigungsanlage weitergeleitete(n) Fracht(en) an Inhaltsstoffen des Mischwassers abzüglich des dem Trockenwetterabfluss im Tagesmittel zuzurechnenden Frachtanteiles und*
- *die Summe der während des Zeitraumes von einem Jahr bei Niederschlagsereignissen der (den) Mischwasserentlastung(en) zufließende(n) Fracht(en) an Inhaltsstoffen des Mischwassers abzüglich des dem Trockenwetterabfluss im Tagesmittel zuzurechnenden Frachtanteiles.*

$$\eta = \frac{VQ_r \cdot c_m - VQ_e \cdot c_e}{VQ_r \cdot c_m} \cdot 100$$

$\eta$  Mindestwirkungsgrad der Weiterleitung (%)

$VQ_r$  Summe der Regenabflussmengen eines Jahres ( $\text{m}^3/\text{a}$ )

$VQ_e$  Summe der entlasteten Mischwassermengen eines Jahres ( $\text{m}^3/\text{a}$ )

$c_m$  Konzentration im Mischwasserabfluss ( $\text{mg/l}$ )

$c_e$  Konzentration im entlasteten Mischwasserabfluss ( $\text{mg/l}$ )

Bei der Berechnung des Wirkungsgrades wird eine vollständige Durchmischung von Trockenwetterabfluss und Regenabfluss angenommen.

*Die in Tabelle 1 genannten Anforderungen gelten für eine Mischkanalisation, die in einem Gebiet liegt, dessen mittlerer Jahresniederschlag  $h_N$  nicht größer ist als 600 mm. Für eine Mischkanalisation in einem Gebiet mit größerem mittleren Jahresniederschlag können folgende Reduktionen des Wirkungsgrades der Weiterleitung angesetzt werden:*

- *für  $h_N$  größer als 600 mm aber nicht größer als 800 mm um je 5 %*
- *für  $h_N$  größer als 800 mm aber nicht größer als 1200 mm um je 10 %*
- *für  $h_N$  größer als 1200 mm um je 15 %.*

Tabelle 1 zeigt, dass es einen Mindestwirkungsgrad für die Parameter  $\text{NH}_4\text{-N}$ , ges.N, ges.P, CSB und  $\text{BSB}_5$  so wie einen um 15 % höheren Mindestwirkungsgrad für die abfiltrierbaren Stoffe gibt. Durch die Vorgabe eines Mindestwirkungsgrades für  $\text{NH}_4\text{-N}$  wird sichergestellt, dass ein

bestimmter Prozentsatz des Regenabflusses zur Kläranlage geleitet wird, da  $\text{NH}_4$  im Wasser überwiegend gelöst vorliegt und daher nicht in Mischwasserüberlaufbecken sedimentiert. Der geforderte Wirkungsgrad für abfiltrierbare Stoffe (AFS) wurde um 15 % über dem für die anderen Schmutzstoffe angesetzt, um eine mechanische Behandlung des entlasteten Mischwassers zu forcieren. Die Schmutzparameter ges.N, ges.P, CSB und  $\text{BSB}_5$  wurden in die Verordnung aufgenommen sind aber für die Planung nicht relevant, da sie bewusst gleich hoch gewählt wurden wie der Wirkungsgrad für  $\text{NH}_4\text{-N}$ , also einen gelösten Abwasserinhaltsstoff.

Bei der Festlegung der Mindestwirkungsgrade wurden zwei Rahmenbedingungen berücksichtigt:

- a) die Jahresniederschlagshöhe
- b) die Einwohnerdichte

#### **a) Jahresniederschlagshöhe:**

Je höher die Jahresniederschlagshöhe ist, um so größer muss das Speichervolumen sein, um einen einheitlich geforderten Wirkungsgrad erreichen zu können. In Österreich variieren die durchschnittlichen Jahresniederschlagshöhen in einem sehr weiten Bereich von  $< 500$  mm bis  $> 2000$  mm. Die Festlegung von einem einheitlichen Mindestwirkungsgrad unabhängig von der Jahresniederschlagshöhe würde daher zu sehr unterschiedlichen Beckenvolumina führen. Es erscheint aber nicht sinnvoll, in Gebieten mit hoher Jahresniederschlagshöhe sehr große Mischwasserüberlaufbecken zu errichten, da in diesen dann viel „sauberes“ Regenwasser gespeichert wird. Daher wurde in der AEV Mischwasser eine Anpassung der geforderten Wirkungsgrade an die Jahresniederschlagshöhe vorgenommen, mit der erreicht werden soll, dass das Ausmaß der erforderlichen Maßnahmen weitgehend unabhängig von der lokalen Jahresniederschlagshöhe ist.

#### **b) Einwohnerdichte bezogen auf die undurchlässige Fläche:**

Je geringer die Einwohnerdichte bezogen auf die undurchlässige Fläche ist, umso größer muss das spezifische Speichervolumen ( $\text{m}^3/\text{ha}_{\text{Au}}$ ) sein, um einen geforderten Wirkungsgrad zu erreichen. Die Einwohnerdichte ist in ländlichen Gemeinden in der Regel deutlich geringer als in Städten. Daher müssten in

ländlichen Gemeinden Mischwasserüberlaufbecken mit einem wesentlich größeren spezifischen Volumen errichtet werden als in Städten, wenn in beiden Fällen der gleiche Wirkungsgrad der Weiterleitung erreicht werden soll. Es erscheint aber nicht sinnvoll, im ländlichen Raum Becken mit einem wesentlich größeren spezifischen Volumen zu errichten, weil der damit erreichte Nutzen für den Gewässerschutz im Verhältnis zu den Kosten gering ist. Außerdem sind die Konzentrationen im entlasteten Mischwasser bei geringer Einwohnerdichte (in der Regel) niedriger, da das Verhältnis zwischen Regenabfluss und Trockenwetterabfluss dann größer ist. Daher wurde in der AEV Mischwasser eine Klassifizierung in 3 Anforderungsklassen in Abhängigkeit der Größe der zugehörigen Abwasserreinigungsanlage vorgenommen. Es soll damit erreicht werden, dass das Ausmaß der erforderlichen Maßnahmen - ähnlich wie im ÖWAV-Regelblatt 19 (1987) - weitgehend unabhängig von der Einwohnerdichte ist.

## **1.2 Nutzen für den Gewässerschutz bei Umsetzung der Mindestanforderungen**

Bei Umsetzung der AEV Mischwasser wird für den Gewässerschutz folgender Nutzen im Vergleich zu einer Mischkanalisation, in der keine Mischwasserbehandlung existiert, erreicht:

1. Der Anteil des Regenabflusses, der bei Umsetzung der AEV-Mischwasser zur Kläranlage geleitet wird, beträgt 40 - 65 %. Ohne Mischwasserspeicherung im Kanalnetz würden nur ca. 15 – 35 % zur Kläranlage gelangen (die Differenz zwischen dem Mischwasserzufluss, für den die Kläranlage ausgelegt ist, und dem durchschnittlichen Trockenwetterabfluss).
2. Gemäß AEV Mischwasser müssen 55 - 80 % der im Regenabfluss enthaltenen abfiltrierbaren Stoffe zur Kläranlage gelangen. Ohne Mischwasserbehandlung im Kanalnetz würden nur ca. 15 – 35 % der im Regenabfluss enthaltenen abfiltrierbaren Stoffe zur Kläranlage gelangen. Da die Konzentration an abfiltrierbaren Stoffen im Ablauf von Kläranlagen i.R. sehr gering ist (< 20 mg/l), sind Mischwasserüberläufe (und Einleitungen aus Regenwasserkanälen in Trennsystemen) die maßgeblichen Emissionspunkte in der Siedlungsentwässerung. Bei Umsetzung der Anforderungen der AEV Mischwasser werden diese Emissionen deutlich reduziert.

3. In Bezug auf Schwermetallemissionen ist durch eine Mischwasserbehandlung eine deutliche Reduktion der Gewässerbelastung aus der Siedlungsentwässerung erreichbar, da etwa 50 % der jährlichen Schwermetalleinträge in das Kanalnetz über den Regenabfluss erfolgen. Bei Umsetzung der Anforderungen der AEV Mischwasser gelangen ca. 50 – 75 % der im Regenabfluss enthaltenen Schwermetallfracht zur Kläranlage. Wird der Rückhalt in der Kläranlage mit 80 % angenommen, so gelangen werden insgesamt etwa 40 – 60 % der im Regenabfluss enthaltenen Schwermetallfracht zurückgehalten. Durch die Mischwasserbehandlung im Kanalnetz werden die Schwermetallemissionen aus der Siedlungsentwässerung um ca. 30 % reduziert (im Vergleich zu einem Kanalnetz ohne Mischwasserspeicherung).
4. Über Mischwasserentlastungen gelangt Rohabwasser in das Gewässer. Wenn keine Mischwasserspeicherung existiert, so werden ca. 2 - 5 % der Jahreschmutzwasserfracht über Mischwasserüberläufe entlastet. In Fällen, bei denen Kanalablagerungen remobilisiert werden, kann es auch mehr sein. Bei Verwirklichung der Anforderungen der AEV Mischwasser sinkt der entlastete Anteil auf ca. 1-3 %.
5. Mischwasserentlastungen tragen allerdings nur geringfügig zu den Nährstoffemissionen aus der Siedlungsentwässerung bei. Es ist auch nicht möglich diese Emissionen durch Maßnahmen der Mischwasserbehandlung signifikant zu reduzieren. Berücksichtigt man in einer Bilanz auch die Nährstoffemissionen aus diffusen Quellen, so wird der geringe Einfluss der Mischwasserentlastungen noch deutlicher.

Es ist deutlich zu sehen, dass die Mischwasserbehandlung – und das heißt im wesentlichen die Zwischenspeicherung eines Teils des Mischwasserabflusses und dessen nachfolgende Behandlung in der Kläranlage – eine signifikante Reduzierung der Gesamtemissionen bewirkt. Dies gilt vor allem für die Emissionen abfiltrierbarer Stoffe, zahlreicher Schwermetalle und aller Stoffe, die über Rohabwasser emittiert werden.

Diesem Nutzen stehen die Kosten für die Mischwasserbehandlung gegenüber. Im Folgenden wird der Anteil der Investitionskosten für die Errichtung von Regenüberlaufbecken mit  $V_s = 15 \text{ m}^3/\text{haA}_u$  an den Gesamtinvestitionskosten für Kanalisation und Kläranlage grob abgeschätzt. Angenommen wird eine

Einwohnerdichte von  $75 \text{ E/ha}_{\text{Au}}$ . Gemäß der AEV Mischwasser sind Regenüberlaufbecken mit einem spezifischen Volumen von etwa  $15 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Au}}$  zu errichten; das sind dann  $0,2 \text{ m}^3/\text{E}$ . Bei spezifischen Kosten von  $750 \text{ €/m}^3$  ergibt dies einwohnerspezifische Kosten von  $150 \text{ €/E}$ . Die spezifischen Investitionskosten für die Siedlungsentwässerung können mit zumindest  $4.000 \text{ €/E}$  angesetzt werden. Die Investitionskosten für Regenüberlaufbecken machen demnach im Durchschnitt! weniger als  $4 \%$  der Gesamtinvestitionskosten für Kanalisation und Kläranlage aus.

Basierend auf diesen Überlegungen und den Erfahrungen der letzten Jahre (Jahrzehnte) wird dieses im wesentlichen bereits durch das ÖWAV-Regelblatt 19 empfohlene Maß der Mischwasserbehandlung als ein sinnvolles Maß der Mischwasserbehandlung erachtet. Die Emissionen von abfiltrierbaren Stoffen, Schwermetallen und Rohabwasser aus der Siedlungsentwässerung können damit signifikant reduziert werden. Außerdem ist in der Regel eine deutliche Verringerung der ästhetisch störenden Grobstoffe im Nahbereich der Entlastungsstelle gegeben. Es ist daher sinnvoll auch zukünftig nicht auf emissionsorientierte Mindestanforderungen für Mischwasserentlastungen zu verzichten. Eine generelle Verschärfung dieser Mindestanforderungen erscheint aber aufgrund des damit verbundenen Kosten/Nutzen Verhältnisses nicht gerechtfertigt. Aus diesem Grund wurden im Entwurf der AEV Mischwasser Mindestwirkungsgrade der Mischwasserbehandlung festgelegt, die im Durchschnitt mit den Maßnahmen, die in den existierenden Regelblättern vorgesehen sind, erreicht werden können.

### 1.3 Ermittlung der erforderlichen Maßnahmen

Zur Ermittlung des Wirkungsgrades der Mischwasserbehandlung ist es erforderlich einen Übersichtsplan mit allen Mischwasserentlastungen zu erstellen, der folgende Angaben enthalten muss:

- den Drosselabfluss jeder Mischwasserentlastung,
- die Größe des eventuell vorhandenen Speicherraums vor der Mischwasserentlastung,
- den durchschnittlichen Trockenwetterabfluss (Schätzung bei Regenüberläufen, Messung bei Regenüberlaufbecken),

- die Größe der an die Mischwasserkanalisation angeschlossenen undurchlässigen Flächen im unmittelbaren Einzugsgebiet der Mischwasserentlastung,
- die längste Fließzeit bei Vollfüllung bis zum Regenüberlauf aus dem unmittelbaren Einzugsgebiet ohne Berücksichtigung der Fließzeit in reinen Transportsammlern,
- die Fließzeit in reinen Transportsammlern.
- Annahmen bezüglich des Sedimentationswirkungsgrades für abfiltrierbare Stoffe (AFS) in Regenüberlaufbecken. Im Rahmen der Überarbeitung des ÖWAV Regelblattes 19 werden hierfür Richtwerte erarbeitet.

Sind diese Daten vorhanden so kann der Wirkungsgrad der Mischwasserbehandlung mit Hilfe einer Langzeit-Simulation ermittelt werden. Nähere Ausführungen dazu finden sich in Fenz (2001). Mit Hilfe der Simulation kann die Wirksamkeit verschiedener Lösungsvarianten einfach untersucht werden. Vor allem in größeren Netzen liegt hier ein erhebliches Einsparungspotential.

Bei Regenüberlaufbecken sollten mittels Niveaumessung Dauer und Häufigkeit der Mischwasserentlastungen gemessen werden. Diese Messungen sind zusammen mit der Zulaufmessung auf der ARA für die Kalibrierung/Verifizierung der Simulationsmodelle wichtig.

#### **1.4 Vorteile gegenüber den bisherigen Richtlinien**

Im ÖWAV Regelblatt 19 (1987) ist die Mischwasserspeicherung im wesentlichen die einzige Möglichkeit der Mischwasserbehandlung, während die AEV Mischwasser - und in eingeschränktem Maß auch das ATV-Arbeitsblatt A-128 (1992) - eine Erhöhung des Wirkungsgrades der Weiterleitung auch durch andere Maßnahmen (z.B. Erhöhung des Kläranlagenzuflusses) ermöglicht. Auch wenn man sich bei der Festlegung der Wirkungsgrade in der AEV Mischwasser an existierende Regelblätter und den darin empfohlenen baulichen Maßnahmen angelehnt hat, so sind doch die in der Verordnung festgelegten Wirkungsgrade die entscheidende Anforderung, der Weg zur Erreichung der geforderten Wirkungsgrade bleibt dem Planer überlassen.

Ein entscheidender Unterschied zu den beiden angeführten Regelwerken liegt darin, dass die in der AEV Mischwasser geforderten Mindestwirkungsgrade für das gesamte Einzugsgebiet der Mischkanalisation gelten und nicht für die einzelnen Bauwerke. Dies bedeutet, dass z.B. Mischwasserüberläufe, deren Drosselabfluss geringer als  $r_{krit}$  ist, nicht umgebaut werden müssen, solange der für das gesamte Einzugsgebiet der ARA geforderte Mindestwirkungsgrad nachgewiesen wird und beim konkreten Mischwasserüberlauf kein Immissionsproblem gegeben ist. Dieser gebietsweise Ansatz ermöglicht eine viel flexiblere Planung.

## **2 Gewässerbezogene Anforderungen an die Mischwasserbehandlung**

Die gewässerbezogene Beurteilung (bzw. Planung) der Mischwasserbehandlung basiert auf einem immissionsbezogenen Bewertungsmaßstab. Dazu werden für gewisse Belastungskategorien (z.B. Toxizität, Hydraulischer Stress etc.) physikalische und/oder chemische Grenzwerte angegeben, deren Überschreitung zu einer kritischen Belastungssituation führen. Die folgenden Ausführungen stellen Beispiele einer derartigen Festlegung dar.

### **2.1 Akute Ammoniaktoxizität**

#### 2.1.1 Anforderungen:

Ammoniak  $\text{NH}_3\text{-N}$  und Nitrit stellen eine wesentliche Gefährdung des aquatischen Ökosystems dar. Daraus abgeleitet kann gefordert werden, dass in Salmonidengewässern die  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration infolge von Mischwasserentlastungen in der fließenden Welle 2,5 mg/l nicht überschreiten soll. In Cyprinidengewässern werden Konzentrationen über 5 mg/l als kritisch eingestuft.

Anmerkung: Bei einem pH-Wert von 8 und einer Temperatur von 20°C errechnen sich die entsprechenden  $\text{NH}_3\text{-N}$ -Konzentrationen zu 0,1 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$  bzw. 0,2 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$ . Höhere pH-Werte und Temperaturen sind in Gewässern nach Einmischung des entlasteten Mischwassers unwahrscheinlich. In der Regel wird es durch die Mischwasserentlastung zu einem Absinken des pH-Wertes im

Gewässer kommen, da der pH-Wert des entlasteten Mischwassers vielfach geringer ist als der des Gewässers. Die durch Eutrophierung verursachten pH-Schwankungen werden bei Mischwasserentlastungen zufolge der geringeren Lichtintensität (Bewölkung) und der Trübung des Gewässers in der Regel stark gedämpft.

### 2.1.2 Abgrenzung kritischer Fälle:

Die Ammoniumkonzentration im Gewässer unterhalb der Mischwasserentlastung kann mit Hilfe einer Mischungsrechnung ermittelt werden.

$$\text{NH}_4\text{N}_{\text{G,u}} = \frac{Q_{\text{G,o}} \cdot \text{NH}_4\text{N}_{\text{G,o}}}{Q_{\text{G,o}} + Q_{\text{E}}} + \frac{Q_{\text{E}} \cdot (Q_{\text{D}} + Q_{\text{E}} - Q_{\text{T}}) \cdot \text{NH}_4\text{N}_{\text{N}}}{(Q_{\text{D}} + Q_{\text{E}}) \cdot (Q_{\text{G,o}} + Q_{\text{E}})} + \frac{Q_{\text{E}} \cdot Q_{\text{T}} \cdot \text{NH}_4\text{N}_{\text{T}}}{(Q_{\text{D}} + Q_{\text{E}}) \cdot (Q_{\text{G,o}} + Q_{\text{E}})}$$

Für den Gewässerabfluss oberhalb der Mischwasserentlastung  $Q_{\text{G,o}}$  sollte der Niedrigwasserabfluss  $Q_{95}$  oder MNQ eingesetzt werden. Der Trockenwetterabfluss  $Q_{\text{T}}$  und die darin enthaltene  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen  $c_{\text{T}}$  können anhand der Kläranlagenzulaufdaten abgeschätzt werden. Für die  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentration im Niederschlagsabfluss  $c_{\text{N}}$  wird ein Wert von 1 mg/l empfohlen. Allfällige Vorbelastungen des Gewässers  $c_{\text{G,o}}$  müssen im konkreten Fall erhoben werden. Mit der oben angegebenen Formel können die maximalen  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Gewässer unterhalb der Mischwasserentlastung bei verschiedenen Entlastungsabflüssen  $Q_{\text{E}}$  und Gewässerabflüssen  $Q_{\text{G}}$  ermittelt werden.

Kritische Fälle können ausgeschlossen werden, wenn die errechneten  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrationen im Gewässer unterhalb der Mischwasserentlastung unter den oben angegebenen Werten liegen.

## 2.2 Sauerstoffdefizit

### 2.2.1 Anforderungen

Der Sauerstoffgehalt im Fließgewässer darf infolge von Mischwasserentlastungen in der fließenden Welle einen Grenzwert von 5 mg/l nicht unterschreiten. Es wird davon ausgegangen, dass dann auch in den oberflächennahen Sedimentschichten keine anaeroben Zustände auftreten.

### 2.2.2 Abgrenzung kritischer Fälle

Der Sauerstoffverbrauch zufolge des Abbaus von organischen Substanzen lässt sich unter Berücksichtigung der Photosynthese und der Respiration durch Algen und Pflanzen in Anlehnung an die grundlegende Gleichung von Streeter u. Phelps, 1925 ermitteln:

$$\frac{dD}{dt} = (K_1 \cdot S + R) - (K_2 \cdot D + P)$$

D	herrschendes Sauerstoffdefizit (g/m <sup>3</sup> )
K <sub>1</sub>	Abbaurrate der organischen Verbindungen (1/d)
S	Gehalt an abbaubarer organischer Substanz (g/m <sup>3</sup> )
R	O <sub>2</sub> -Verbrauch der Wasserpflanzen und Algen sowie der Mikroorganismen des Bodenschlamm (g/(m <sup>3</sup> ·d))
K <sub>2</sub>	Wiederbelüftungsrate (1/d)
P	O <sub>2</sub> -Eintrag durch Photosynthese (g/(m <sup>3</sup> ·d))

Für die Abschätzung der physikalischen Wiederbelüftungsrate (K<sub>2</sub>) gibt es zahlreiche empirische Formeln, wobei die Ergebnisse zum Teil sehr variieren. Eingangsgrößen für diese Formeln sind in der Regel die Fließgeschwindigkeit und die Gewässertiefe. Die Photosynthese (P) ist zwar während eines Mischwasserereignisses von geringer Bedeutung führt aber fallweise zu stark schwankenden Ausgangsbedingungen und kann unter diesen Umständen nicht vernachlässigt werden (Rauch and Vanrolleghem, 1998)

Sehr schwierig ist die rechnerische Abschätzung des Sauerstoffverbrauchs (K<sub>1</sub>·S + R), da hierfür verschiedene Prozesse berücksichtigt werden müssen. Vor allem in kleinen Fließgewässern wird nur ein geringer Teil der beim Mischwasserüberlauf eingeleiteten organischen Substanz (S) in der fließenden

Welle abgebaut. Der größere Teil der eingeleiteten organischen Substanz wird durch Biomasse am Gewässerboden abgebaut. Die Menge der Biomasse am Gewässerboden wird vor allem durch längerfristige Belastungen bei Trockenwetter, die Häufigkeit der Mischwasserentlastungen und dem Anteil der eingeleiteten organischen Substanz, der im Gewässer unterhalb der Einleitstelle sedimentiert bzw. adsorbiert wird, geprägt. Es ist daher sehr schwierig, die Menge der Biomasse am Gewässerboden und damit die Größe des Geschwindigkeitsbeiwerts ( $K_1$ ) für den Abbau der organischen Verschmutzung abzuschätzen. Hinzu kommt eventuell noch der Sauerstoffverbrauch ( $R$ ), der unabhängig von der Mischwasserentlastung gegeben ist. Dies ist zum einen der Sauerstoffverbrauch aufgrund kontinuierlicher organischer Belastungen und zum anderen der Sauerstoffverbrauch von Wasserpflanzen und Algen, der in eutrophierten Gewässern zu einem beträchtlichen Sauerstoffdefizit während der Nacht führen kann (Rauch and Harremoes, 1996).

Die Aufzählung der verschiedenen Prozesse und Einflussfaktoren zeigt, dass die rein rechnerische Abschätzung der mischwasserbedingten Sauerstoffkonzentrationen in Fließgewässern mit erheblichen Unsicherheiten verbunden ist. Für die Festlegung der verschiedenen Parameter sind in der Regel Messungen im Gewässer erforderlich (Fenz, 2001).

Eine wichtige Orientierungshilfe bei kleinen Gewässern sind allfällige Sauerstoffdefizite in den oberflächennahen Sedimentschichten. Diese können relativ leicht an Reduktionserscheinungen (schwarz verfärbten Steinunterseiten) erkannt werden. Treten diese nicht auf, so kann davon ausgegangen werden, dass dann auch in der fließenden Welle der Sauerstoffgehalt nicht unter 5 mg/l sinkt.

Sauerstoffgehalte in der fließenden Welle unter 5 mg/l infolge von Mischwasserentlastungen sind unter folgenden Bedingungen sehr unwahrscheinlich:

- Keine anaeroben Zustände in oberflächennahen Sedimentschichten.
- Keine signifikanten Sauerstoffdefizite unter Trockenwetterbedingungen.
- Fließgewässergefälle  $> 3-5$  m/km.
- Rechnerische Abschätzung/Simulation deutet auf keinen kritischen Fall hin.

## 2.3 Hydraulischer Stress

Eine hydraulische Belastung ist gegeben, wenn Mischwasserentlastungen aus dem Siedlungsgebiet zu einer Häufung von Geschiebetriebereignissen führen und damit das aquatische Ökosystem nachhaltig geschädigt wird. Die Anzahl der maximal zulässigen hydraulischen Belastungen ist abhängig von verschiedenen Faktoren wie Gewässertyp, ökomorphologischer Zustand, Gesamtbelastung und der Möglichkeit zur Wiederbesiedelung.

Verschiedentlich wurde daraus abgeleitet, dass die Notwendigkeit von Retentionsmaßnahmen zu prüfen ist, wenn der maximale Niederschlagsabfluss ( $Q_{e,1}$ ) aus Regenwasserkanälen und Mischwasserüberläufen (ermittelt mit einem Bemessungsregen der Jährlichkeit  $n=1$ ) größer als 10 bis 50 % des einjährigen Hochwasserabflusses ( $HQ_1$ ) des Gewässers ist:

$$Q_{e,1} \geq 0,1 - 0,5 \cdot HQ_1$$

Der niedrigere Wert von 10 % gilt für Gewässer mit überwiegend lehmig-sandigem Gewässersediment, geringer Breitenvariabilität und geringem Wiederbesiedlungspotential aus benachbarten Seitengewässern bzw. dem oberliegenden Gewässerabschnitt. Der höhere Wert von 50 % gilt für Gewässer mit steinigem Gewässersediment, hoher Breitenvariabilität und hohem Wiederbesiedlungspotential. Zwischenwerte sind anhand des ökomorphologischen Zustands des Gewässers festzulegen.

Es sind alle Einzeleinleitungen zusammenzufassen, die innerhalb einer Fließstrecke von etwa der 1.000fachen mittleren Wasserspiegelbreite  $b_{wsp}$  – jedenfalls aber innerhalb einer Fließstrecke von mindestens 500 m und maximal 2.500 m in das Gewässer eingeleitet werden. Bei der Festlegung des relevanten Gewässerabschnittes ist der ungünstigste Lastfall anzusetzen.

Der einjährige Hochwasserabfluss  $HQ_1$  wird als Bezugsgröße herangezogen, da  $HQ_1$  als Richtwert für den bettbildenden Abfluss gilt. Aufgrund vorliegender Untersuchungen (z.B. ATV, 1997; Fuchs, 1997; Krejci et.al, 1994) kann davon ausgegangen werden, dass aufgrund der hydraulischen Belastung des Gewässers durch die Niederschlagswassereinleitung(en) in der Regel keine wesentlichen Auswirkungen auf die Biozönose zu erwarten sind, so lange  $Q_{e,1} < 0,1$  bis  $0,5 \cdot HQ_1$  ist.

Ist das Verhältnis zwischen dem maximalen Niederschlagsabfluss ( $Q_{e,1}$ ) und dem einjährigen Hochwasserabfluss ( $HQ_1$ ) größer als oben angegeben, so ist die Notwendigkeit einer Retention der Niederschlagsabflüsse genauer zu prüfen. Die Wahrscheinlichkeit von Auswirkungen der hydraulischen Belastung auf die Biozönose sollten bei den kritischen Fällen mit Hilfe von limnologischen Untersuchungen beurteilt werden. Die Ergebnisse der limnologischen Untersuchungen (ob mit wesentlichen Auswirkungen auf die Biozönose zu rechnen ist oder nicht) können in der Regel auf vergleichbare Fälle (vergleichbarer ökomorphologischer Zustand des Gewässers und vergleichbare Belastungssituation) übertragen werden.

Es soll an dieser Stelle nicht verschwiegen werden, dass diese Forderung ( $Q_{e,1} < 0,1$  bis  $0,5 \cdot HQ_1$ ) in der Praxis zu erheblichen Problemen führen kann. Besonders an kleinen Bächen müssten bei strikter Anwendung dieser Methodik eventuell unverhältnismäßige Retentionsmaßnahmen gesetzt werden. Von Seiten des Schweizer VSA (Rauch et al., 2001) wurde daher eine alternative Methodik entwickelt die direkten Bezug auf die Geschiebetriebereignisse nimmt.

### **3 Stand der Technik und Entwicklungen in anderen Staaten**

#### **3.1 Kombination von Emissions- und Immissionsanforderungen**

In einigen europäischen Staaten wurden bereits neben den emissionsbezogenen Anforderungen immissionsorientierte Anforderungen speziell für kurzfristige Belastungen aus Mischwasserentlastungen entwickelt. Am weitesten sind diese Bemühungen in Großbritannien und Dänemark gediehen.

In Großbritannien wurden Regenüberläufe traditionell nach der „Verdünnungsmethode“ dimensioniert, so dass der 6 fache durchschnittliche Trockenwetterabfluss im Kanalnetz weitergeführt wird. Seit den 70er Jahren wird der Mindestdrosselabfluss mit Hilfe der so genannten „Formel A“ bemessen, in der neben dem kommunalen Abwasser auch noch Industrieabflüsse berücksichtigt werden. Regenüberläufe, die nach dieser Formel bemessen wurden, leiten im Durchschnitt etwa das 6 - 10 fache des durchschnittlichen Trockenwetterabflusses weiter, bevor sie anspringen. Kläranlagen werden in Großbritannien traditionell für den 3 fachen durchschnittlichen

Trockenwetterabfluss ausgelegt. Die Differenz zwischen Kläranlagenzulauf ( $3 \cdot Q_{TWm}$ ) und Drosselabfluss der Regenüberläufe (traditionell  $6 \cdot Q_{TWm}$ ) soll in Regenüberlaufbecken teilweise gespeichert werden, wobei die Füllzeit des Beckens mindestens 2 Stunden betragen soll. Bei einem spezifischen Abwasseranfall von  $250 \text{ E} \cdot \text{d}$  (Bemessungswert) und einer Besiedlungsdichte von  $100 \text{ E}/\text{ha}_{Ared}$  ergäbe dies ein spezifisches Speichervolumen von  $6,25 \text{ m}^3/\text{ha}_{Ared}$ .

In den letzten Jahren wurden immissionsbezogene Kriterien für Mischwasserentlastungen erarbeitet. Das Urban Pollution Management Manual der Foundation for Water Research (FWR, 1998) enthält diese Anforderungen zusammen mit umfassender Hintergrundinformation. Für Sauerstoff und  $\text{NH}_3\text{-N}$  werden Konzentrationen in Verbindung mit der Belastungsdauer angegeben, die mit einer maximal zulässigen Wiederkehrhäufigkeit überschritten werden dürfen. Der Nachweis, dass diese Kriterien erreicht werden, erfolgt mit geeigneten Simulationsmodellen.

Tabelle 2 Minimale  $\text{O}_2$ -Konzentrationen (mg/l) in Abhängigkeit von der Dauer der Belastung und der zulässigen Wiederkehrhäufigkeit einer Überschreitung (eigentlich Unterschreitung)

Wiederkehrhäufigkeit	< 6 Stunden	6 - 24 Stunden	> 24 Stunden
monatlich	5,0	5,5	6,0
vierteljährlich	4,5	5,0	5,5
jährlich	4,0	4,5	5,0

Tabelle 3 Maximale  $\text{NH}_3\text{-N}$  Konzentrationen (mg/l) in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und der zulässigen Wiederkehrhäufigkeit einer Überschreitung

Wiederkehrhäufigkeit	< 6 Stunden	6 - 24 Stunden	> 24 Stunden
monatlich	0,065	0,025	0,018
vierteljährlich	0,095	0,035	0,025
jährlich	0,105	0,040	0,030

In Dänemark gibt es keine landesweit verbindlichen Richtlinien zur Mischwasserbehandlung. Das Spektrum umfasst emissionsbezogene Kriterien, bei denen die Entlastungshäufigkeit von Mischwasserüberläufen im Vordergrund steht, ebenso wie immissionsbezogene Kriterien, bei denen zulässige Wiederkehrhäufigkeiten für Grenzwerte der Mindestsauerstoffkonzentration vorgegeben werden (ganz ähnlich wie in Großbritannien). Diese sind mit geeigneten Simulationsmodellen nachzuweisen. Bei den emissionsbezogenen Kriterien fällt die geringe Anzahl der jährlich zulässigen Entlastungsereignisse auf.

Wie stark die Anforderungen an die Mischwasserbehandlung von den lokalen Gegebenheiten abhängt kann am Beispiel der Niederlande gezeigt werden. Die maximal zulässige Entlastungshäufigkeit wird in Abhängigkeit vom Gewässer mit 3-7 / Jahr vorgegeben. Diese Forderung kann nur dann erfüllt werden, wenn im Kanalnetz ein großes statisches Speichervolumen vorhanden ist. Aufgrund des geringen Gefälles und der dadurch bedingten großen Kanaldurchmesser wird diese Bedingung meistens erfüllt (i.a. sind  $50-70 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$  oder auch mehr vorhanden). Bei kritischen Vorfluterbedingungen (extrem langsam fließende Gewässer) ist zusätzlich noch ein Regenüberlaufbecken ( $V_s = 20 \text{ m}^3/\text{ha}_{\text{Ared}}$ ) zu errichten.

### 3.2 Ästhetische Verunreinigungen

Maßnahmen zur Reduzierung der ästhetische Verunreinigung stehen in Großbritannien stark im Vordergrund. Als effektive Maßnahme hat sich der Einbau von Sieben in Entlastungsbauwerke erwiesen. Bemessungsvorgaben berücksichtigen zum einen die erwartete Überlaufhäufigkeit und zum anderen die Bedeutung des betrachteten Gewässers für Freizeit und Erholung. Bei fehlender Freizeitnutzung werden keine gesonderten Anforderungen gestellt. Nach Saul (2002) werden Rechen in Großbritannien bereits häufig eingesetzt um ästhetische Verunreinigungen bei Mischwasserüberläufen zurückzuhalten. WaPUG (The Wastewater Planning Users Group) hat Empfehlungen für die Bemessung von Regenüberläufen mit Rechen herausgegeben (im Internet zu finden unter [www.wapug.org.uk](http://www.wapug.org.uk)).

Der Einsatz von Sieben und Rechen bei Mischwasserentlastungen ist bei uns (auch in Deutschland) wenig gebräuchlich. Vielfach wurde vom Einbau von Rechen und Sieben sowie Tauchwänden an Entlastungsbauwerken aus hydraulischen Gründen oder wegen der damit verbundenen Wartung abgeraten. Zwischenzeitlich werden in Deutschland bei Neubauten an Entlastungsbauwerken Tauchwände angeordnet. Die Erfahrung hat aber gezeigt, dass die Grobstoffe im wesentlichen unter den Tauchwänden durch gedrückt werden. Besonders häufig treten „ästhetische Verunreinigungen“ an Gewässerabschnitten unterhalb von Fangbecken auf. Bei Regenüberlaufbecken kommt es im Durchschnitt zu wesentlich größeren jährlichen Entlastungsmengen und Entlastungsdauern als bei Regenüberläufen, die nach dem Prinzip der kritischen Regenspende bemessen wurden. Das entlastete Mischwasser wird bei Fangbecken bereits vor dem Becken beim Beckenüberlauf abgeworfen. Beim Durchlaufbecken hingegen wird ein hoher Anteil der jährlichen Entlastungsmenge über den Klärüberlauf des Beckens in das Gewässer eingeleitet. Krauth (2001) betont daher, dass Fangbecken auch bei Spülstößen nicht mehr gebaut werden sollten, da sie Grobstoffe nicht so effektiv zurückhalten können wie Durchlaufbecken gleicher Größe.

Der Umstand, dass ästhetische Verunreinigungen in Österreich und Deutschland weniger Beachtung finden als in Großbritannien ist zum Teil aus der unterschiedlichen Konzeption der Mischwasserkanalisationen erklärbar. Regenüberläufe, die bei uns nach dem Konzept der kritischen Regenspende für  $r_{krit} = 7-15 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$  bemessen werden, springen viel seltener an, als Regenüberläufe die bereist bei einem Mischverhältnis von  $6-10\cdot Q_t$  anspringen, und Durchlaufbecken der üblichen Größe von  $15 \text{ m}^3/\text{ha}A_{red}$  eignen sich gut für den Rückhalt von Grobstoffen.

Bei Gewässern mit einem besonderen Schutzbedürfnis vor unästhetischer Belästigung sollten in Zukunft vermehrt Rechen und Siebanlagen eingebaut werden. An Mischwasserentlastungen werden nur Feinstrechen mit Stababständen kleiner 8 mm eingesetzt. Bewährt hat sich ein Stababstand von 4 mm. Bei starkem Entlastungsvorgang nach einer lang andauernden Trockenwetterperiode ist mit dem völligen Zusetzen nicht maschinell gereinigter Rechen zu rechnen. Als Folge davon ist eine Überströmung des Rechens mit erhöhtem Schmutzaustrag zu erwarten. Um dies zu vermeiden, sollten maschinell mit oder ohne Fremdenergie gereinigte Feinstrechen an

Entlastungsanlagen eingesetzt werden. An Mischwasserentlastungen können auch Grobsiebe mit Spalt-, Loch- oder Maschenweite größer 1 mm eingesetzt werden. Wegen der Verstopfungsgefahr sind Siebe maschinell zu reinigen (ATV-A 166).

### 3.3 Hygienische Verunreinigungen

Der Vorschlag der EU Kommission für die novellierte Richtlinie über die Qualität der Badegewässer sieht als verpflichtenden Grenzwert für gute Qualität 500 E.coli / 100 ml auf der Grundlage einer 95-Perzentil-Bewertung vor. Der empfohlene Leitwert für ausgezeichnete Qualität ist 250 E.coli / 100 ml. Die E.coli Konzentration im Mischwasser liegt im Bereich von  $10^{-5}$  bis  $10^{-7}$  / 100 ml, also einige Zehnerpotenzen über dem Grenzwert im Entwurf der Neufassung der Badegewässerrichtlinie. Es ist daher völlig klar, dass bei Mischwasserentlastungen in der Regel eine Überschreitung der vorgegebenen Grenzwerte zu erwarten ist. In Kläranlagen findet gewöhnlich eine Reduktion um ca. 2 Zehnerpotenzen statt, so dass sich im Kläranlagenablauf im Durchschnitt ca.  $10^{-4}$  bis  $10^{-5}$  E.coli / 100 ml finden.

Unter natürlichen Bedingungen kann im Gewässer mit einer relativ raschen Abnahme der Keimzahlen gerechnet werden. Als grober Faustwert kann mit einer Reduktion um eine Zehnerpotenz pro Tag gerechnet werden. In Abhängigkeit von der Ausgangskonzentration kann es daher aber trotzdem einige Tage dauern bis die E.coli Konzentration im Gewässer unter den vorgeschlagenen Grenz- bzw. Leitwert der EU Badegewässerrichtlinie sinkt. Zu beachten ist, dass die Bakterien im Gewässersediment wesentlich länger überleben können als im Wasser. Im Interstitialwasser werden zum Teil erhebliche Konzentrationen an E.coli gemessen, die bis zu zwei Zehnerpotenzen über den Konzentrationen im Flusswasser liegen (Güde, 2001).

In Großbritannien wurden im Urban Pollution Management Manual der Foundation for Water Research (FWR, 1998) immissionsbezogene Standards für Mischwasserentlastungen festgelegt. Demnach darf der aktuelle Grenzwert der EU-Richtlinie für Badegewässer von 2.000 E.coli / 100 ml während maximal 1,8 % der Dauer der Badesaison überschritten werden. Nimmt man an, dass die Badesaison von Juni bis September reicht (122 Tage), so würde über einen Zeitraum von ca. 2 Tagen eine Überschreitung des Grenzwertes toleriert. Im Manual wird davon ausgegangen, dass dieses Kriterium in der Regel eingehalten

werden kann, wenn die Zahl der Überläufe in der Badesaison nicht größer als drei ist.

Als einfache Schlussfolgerung kann man sagen, dass in kleinen Gewässern unterhalb von Mischwasserentlastungen mit länger andauernden Überschreitungen (einige Tage lang) der Richt- bzw. Grenzwerte der Badegewässerrichtlinie vor allem im Gewässersediment zu rechnen ist. Lassen sich daher Mischwasserentlastungen an solchen Gewässern nicht überhaupt vermeiden, so sollte die Entlastungshäufigkeit so gering wie möglich sein.

#### **4 Integrierte Betrachtung und Modellierung von Kanal, Kläranlage und Gewässer**

Die historische Entwicklung urbaner Entwässerungssysteme führte zu einer individuellen Dimensionierung und Bewirtschaftung der einzelnen Systemkomponenten: Kanalnetz, Kläranlage und Vorfluter. Dies wird auch durch die bereits zitierten Regelwerke für die Mischwasserbehandlung (Regelblatt 19 des ÖWAV (1987) und ATV Arbeitsblatt A-128 (1992) bestätigt: beide Richtlinien sind strikt emissionsbasiert, d.h. die kausalen Zusammenhänge zwischen den emittierten Stofffrachten und der Auswirkung auf die Gewässergüte gehen in die Dimensionierung nicht ein.

Die Ableitung und Behandlung von Regenwasser betrifft in seinen Auswirkungen jedoch das gesamte integrierte (Entwässerungs-) System. Die traditionelle Sichtweise vernachlässigt daher die Stoffflüsse im Gesamtsystem, da sich die Betrachtung immer nur auf einzelne, scheinbar getrennte, Teilsysteme beschränkt. Dies resultiert vor allem daraus, dass die wesentlichen Aufgabengebiete und Prozesse in diesen Teilsystemen völlig unterschiedliche Wissensgebiete betreffen: Hydrologie, Ingenieurwesen, Verfahrenstechnik, Limnologie etc. Der klassische Ansatzpunkt birgt also die Gefahr in sich, bei der Bemessung von Anlagenteilen falsche Schlussfolgerungen zu ziehen, da die Auswirkungen auf das Gesamtsystem entweder gar nicht oder zu vereinfacht berücksichtigt werden. Diese Problematik wurde in der Literatur wiederholt beschrieben, z.B. Lijklema et al., 1993; Krejci et al., 1994; Rauch, 1995; Harremoës und Rauch, 1996.

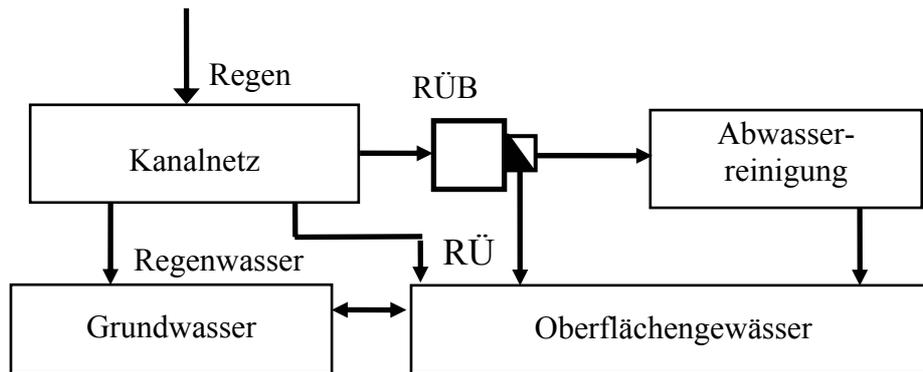


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Stoffströme im integrierten Entwässerungssystem (nach Rauch et al, 2002)

Die holistische Betrachtung der Siedlungsentwässerung stellt – im Gegensatz zur traditionellen Sichtweise - einen Bezug zwischen der Belastung des Gesamtsystems (Niederschlag und Trockenwetterabfluss) und der Auswirkung auf Bauwerke und Gewässer her. Voraussetzung für eine derartige Vorgangsweise ist aber ein immissionsbezogener Bewertungsmaßstab: Wie bereits in Kapitel 2 dargestellt, werden für festgelegte physikalische und chemische Größen (Immissionsparameter) ökologisch tolerierbare Grenzwerte angegeben, die es für gewisse Bedingungen einzuhalten gilt. Dazu eignen sich vor allem physikalische und chemische Größen, die ohne größeren Aufwand bestimmt werden können.

Die integrierte Betrachtung der Regenwasserbehandlung benötigt aber darüber hinaus komplexe numerische Modelle, die eine Prognose der Zustände im gesamten Entwässerungssystem erlauben. Dem planenden Ingenieur stehen heute bereits eine Reihe von Computerprogrammen für die Berechnung einzelner Systemkomponenten zur Verfügung. Die integrierte Betrachtung der Siedlungsentwässerung erfordert aber auch in Bezug auf den Einsatz von Modellen einen holistischen Ansatz. Um das Verhalten des gesamten Systems berechnen zu können, müssen entweder Modelle der einzelnen Systemkomponenten zu einer Einheit zusammenformt werden oder das Verhalten der Komponenten nacheinander berechnet werden. Rauch et al (2002) geben einen Überblick über den derzeitigen Stand der Modellierung.

Obwohl sowohl die Werkzeuge (Modelle) als auch die immissionsbezogenen Bewertungsmaßstäbe vorhanden sind, setzt sich das Prinzip der integrierten Siedlungsentwässerung in der Praxis nur langsam durch. So wurde z.B. in der Schweiz bereits 1989 mit der Veröffentlichung der Richtlinien für die

Bearbeitung und Honorierung des Generellen Entwässerungsplanes (GEP) (VSA, 1989) der „Integralen Ansatz“ bei der Planung der Siedlungsentwässerung eingeführt. Im Zuge der bisherigen Praxis zeigte sich jedoch, dass bei der Bearbeitung eines zentralen Elements des GEP, nämlich der Erstellung des Zustandsberichtes Gewässers, große Schwierigkeiten auftraten und die Mehrheit der Berichte den gestellten Anforderungen nicht genügt (Merz und Krejci, 1996). Die Erfahrungen in anderen Ländern sind ähnlich. Es ist aber zu hoffen, dass der integrale Ansatz durch neue einfache Softwarewerkzeuge (z.B. Rauch et al. 2001) und die EU Wasserrahmenrichtlinie zum Durchbruch gelangt.

## **5 Risikobetrachtung**

### **5.1 Versagen, Risiko und Unsicherheit**

Ein zentrales Problem von Dimensionierungsgrundlagen auf der Basis des Immissionsansatzes ist die Unsicherheit in der Ursache-Wirkung Prognose. Es ergibt sich daher die Notwendigkeit den Zusammenhang zwischen Versagen, Risiko und Unsicherheit genauer zu untersuchen.

Technische Maßnahmen werden generell auf der Basis einer Risikoabschätzung dimensioniert, wobei die erlaubte Versagenswahrscheinlichkeit der Maßnahme dem Sicherheitsbedürfnis an dieselbige gegenübergestellt wird. So werden z.B. weit höhere Anforderungen an Brücken als an Kanalisationen gestellt, da das Versagen einer Brücke auch weitaus gravierendere Folgen hat als ein Überschwemmungsfall in einem Siedlungsgebiet. Je höher unser Sicherheitsbedürfnis desto weniger häufig darf die Maßnahme versagen.

Prinzipiell kann das Versagen eines Systems als der Zustand definiert werden, bei welchem die (äußere) Belastung die (innere) Tragkraft des Systems überschreitet. Wie kann nun also die Wahrscheinlichkeit des Versagens eines technischen Systems bestimmt werden? Dazu gibt es 2 grundlegend verschiedene Möglichkeiten:

- Tritt das Versagen mit einer gewissen Regelmäßigkeit auf, z.B. ein Ermüdungsbruch von beweglichen Bauteilen, so kann die

Wahrscheinlichkeit des Versagens empirisch beobachtet werden. Dieser frequentistische Ansatz ist natürlich nur für Systeme geeignet, an die wir relativ niedrige Sicherheitsansprüche stellen, d.h. die häufig versagen dürfen.

- Für technische Systeme an die wir hohe Sicherheitsansprüche stellen (siehe obiges Beispiel einer Brücke), ist dieser Ansatz gänzlich ungeeignet. Die Dimensionierung zielt eben darauf ab, dass der Versagensfall extrem selten eintritt und daher – per Definition – nicht beobachtbar sein soll. In diesem Fall muss die Versagenswahrscheinlichkeit aufgrund von Modellrechnungen auf der Basis von kausalen Wirkungszusammenhängen bestimmt werden.

Für Dimensionierungsaufgaben im Zusammenhang mit der Regenwasserentsorgung kommt der empirische Ansatz nicht in Frage und die Häufigkeit des Versagens muss mittels Modellrechnung bestimmt werden. Für die Berechnung ist aber zwischen den beiden Begriffen 1) Variabilität der Belastung und 2) Unsicherheit in der Beschreibung des Ursache-Wirkungsmechanismus zu unterscheiden.

Die Variabilität der Belastung bezeichnet die stochastischen Schwankungen, die in der Belastung des Systems aufgrund von komplexen Zusammenhängen auftreten. Generell gilt, dass Belastungen umso extremer sind, je seltener sie auftreten. Ein typisches Beispiel stellt die Intensität von Regenereignissen dar, die in einem log-normalen Zusammenhang zur Häufigkeit des Auftretens steht. Wichtig ist aber folgendes: die Variabilität ist keineswegs unsicher, sondern kann beobachtet werden. Extrem seltene Ereignisse treten sicher ein, nur der Zeitpunkt ist unbestimmt. Abbildung 2 stellt den prinzipiellen Zusammenhang dar, wobei hier die Versagenswahrscheinlichkeit auf der Basis einer kumulativen Häufigkeitsverteilung von Systemzuständen ermittelt wurde.

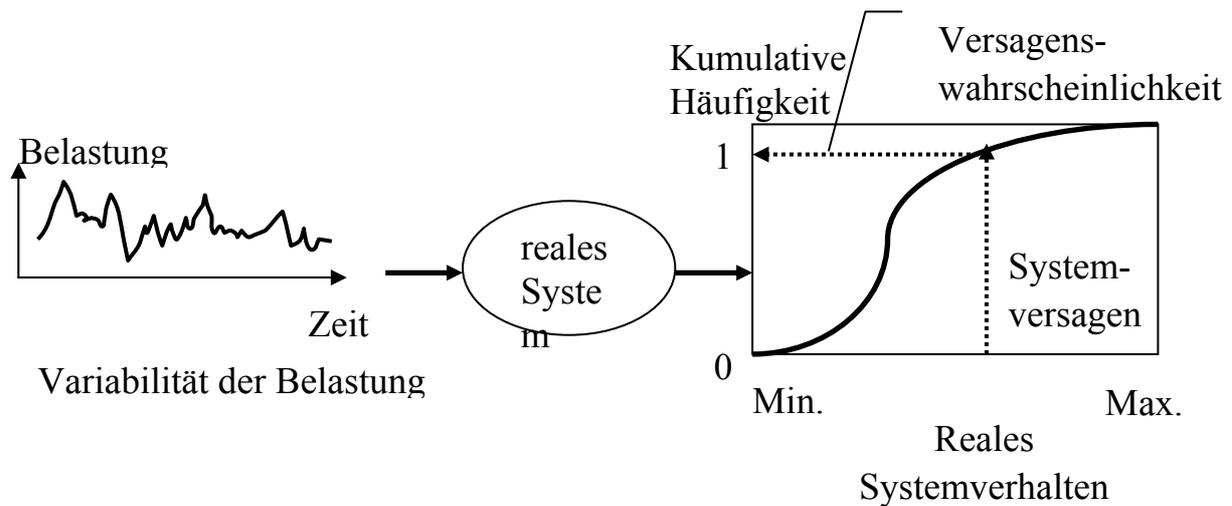


Abbildung 2: Versagenswahrscheinlichkeit eines realen Systems aufgrund der Variabilität der Belastung.

Der zweite Anteil ist unsere Unsicherheit in der Beschreibung des Ursache-Wirkungsmechanismus. Unter diesen Oberbegriff (im weiteren auch als Modellunsicherheit bezeichnet) fallen folgende Anteile: 1) die Unsicherheit in der Quantifizierung der Belastung (Messfehler) 2) die Unsicherheit in der Darstellung des kausalen Zusammenhangs zwischen Ursache und Wirkung und 3) die Unsicherheit in der Quantifizierung des Versagens.

Unter der Voraussetzung, dass die Variabilität der Belastung quantifiziert werden kann, lässt sich mittels Modellprognose eine deterministische Versagenswahrscheinlichkeit  $x$  ermitteln (Abbildung 3 oben). Im Vergleich zum Verhalten des realen Systems ist diese prognostizierte Wahrscheinlichkeit aber mit einer zusätzlichen Unsicherheit, nämlich der Modellunsicherheit behaftet. Hätten wir also eine Vorstellung vom Ausmaß dieser Unsicherheit, so könnte die Wahrscheinlichkeit der Prognose beziffert werden. Man könnte also eine Wahrscheinlichkeitsverteilung  $F(x)$  der prognostizierten Versagenswahrscheinlichkeiten  $x$  ermitteln (Abbildung 3 unten). Das Problem liegt aber darin, dass die Modellunsicherheit eben nicht oder zumindest nur teilweise quantifiziert werden kann.

Damit kann in Bezug auf Wahrscheinlichkeit und Unsicherheit folgender Zusammenhang festgestellt werden: Ist die Variabilität der Belastung bekannt, so kann mittels Berechnung die Versagenswahrscheinlichkeit des Modells ermittelt werden. Aufgrund der Modellunsicherheiten stimmt dieser Wert jedoch

nicht exakt mit der realen Häufigkeit des Versagens überein. Diese Abweichung kann aber nicht exakt festgestellt werden sondern höchstens abgeschätzt werden.

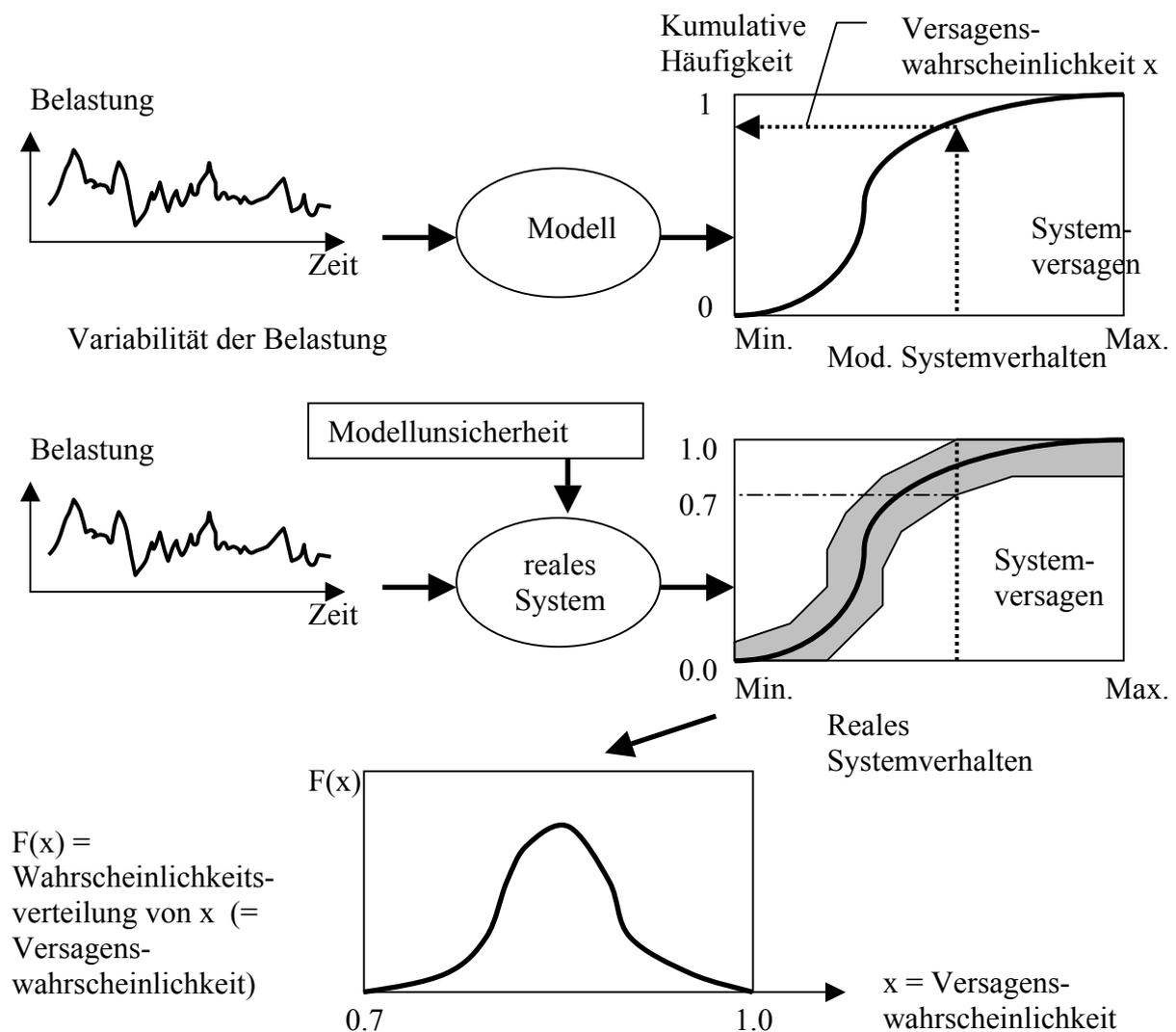


Abbildung 3: Grundprinzipien des Einflusses von Variabilität und Unsicherheit in der Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten.

## 5.2 Zur Dimensionierung technischer Systeme

Wie dargestellt beruht die Dimensionierung technischer Systeme auf einer vorgegebenen Versagenswahrscheinlichkeit des Systems, welche nicht überschritten werden darf. Da aber sowohl die Variabilität der Belastung als auch die Modellunsicherheiten nicht einfach zu ermitteln sind, werden anstelle

dessen oft Sicherheitszuschläge verwendet. Im einfachsten Fall basiert die Dimensionierung auf der Formel:

$$B \cdot S \leq T$$

wobei B die Belastung bezeichnet, S den Sicherheitszuschlag und T die Tragkraft des Systems. Der Vorteil dieses Ansatzes ist sicherlich die einfache Anwendbarkeit, da nicht nur alle Überlegungen zur Modellunsicherheit entfallen, sondern ganz allgemein die Frage der Häufigkeitsverteilung unberücksichtigt bleibt. Diese ist implizit im Sicherheitszuschlag enthalten. Nach diesem Prinzip ist auch das bisherige Dimensionierungsverfahren für Regenüberlaufbecken nach ÖWAV Regelblatt 19 (1987) aufgebaut.

Eine Stufe weiter gehen diejenigen Ansätze welche die Belastungsvariabilität einbeziehen und damit explizit auf der Häufigkeit des Systemversagens aufbauen. Ein Beispiel dazu stellt die Dimensionierungsvorgabe für Kanalisationen nach dem Flieszeitverfahren dar. Die Bemessung eines Kanals erfolgt nach

$$Q_K \geq r(z) \cdot \psi \cdot F$$

wobei  $Q_K$  = erforderliche Abflussmenge im Kanal,  $\psi$  = Abflussbeiwert,  $F$  = Fläche und  $r(z)$  = Regenintensität für die Auftretenswahrscheinlichkeit  $z$ . Entsprechend den Anforderungen an die Sicherheit des Systems wird hier die Wahrscheinlichkeit  $z$  verändert. Man beachte, dass hier die Häufigkeit des Systemversagens nicht aufgrund der prognostizierten Modellzustände ermittelt wird, sondern an die Häufigkeit des Auftretens einer gewissen Belastung (Regenintensität) gekoppelt ist. Es wird also angenommen, dass eine Regenintensität mit Jährlichkeit  $z$  zu einem Systemzustand gleicher Häufigkeit führt. Der große Erfolg dieser Dimensionierungsvorgabe (diese wird unverändert seit nahezu 150 Jahren verwendet) liegt wohl auch darin, dass in dieser Grundannahme implizit ein Sicherheitszuschlag enthalten ist, der den Einfluss der Modellunsicherheiten mit genügender Sicherheit abdeckt.

In den EU Richtlinien (EN 724, 1997) wird von diesem Prinzip abgegangen und für die Dimensionierung von Kanälen anstelle der Häufigkeit der Belastung die Häufigkeit des Versagens (hier als Überschwemmungsereignis definiert) verwendet. Das begingt, das Verhalten eines Modells auf der Basis von

gemessenen Belastungen (Regenintensitäten) zu berechnen und die dadurch bestimmte Versagenshäufigkeit der erlaubten (ausgedrückt in Jährlichkeit der Überschwemmung) gegenüberzustellen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit das Verhalten des Systems über längere Zeiträume zu simulieren (Langzeitsimulation).

Das Problem der Modellunsicherheiten bleibt jedoch bei dieser Methodik unberücksichtigt. Gerade im Bereich der Einwirkung von Regen- und Mischwassereinleitungen auf die Oberflächengewässer bestehen aber große Unsicherheiten, sodass bereits geringe Abweichung in der Beschreibung der Zusammenhänge ein völlig geändertes Verhalten des Modells hervorrufen. Diese Problematik wird nachfolgend diskutiert.

### 5.3 Probabilistische Dimensionierung

Die Grundidee der probabilistischen Dimensionierung wurde in der Literatur schon von vielen Autoren (z.B. Ang und Tang, 1984) behandelt. Allgemein gesprochen besteht das Problem darin einen Schätzwert für die Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems zu finden, der die verschiedenen Komponenten (Variabilität und Unsicherheit) beinhaltet. Dabei ist eigentlich nur die Variabilität durch Beobachtungen quantifizierbar. Der Einfluss der Unsicherheit und des Nicht-wissens kann im Falle einer Dimensionierung, d.h. für die Prognose, bestenfalls geschätzt werden.

Tabelle 4: Komponenten bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

<i>Komponente</i>	<i>Anteil</i>	<i>Quantifikation</i>	<i>Relevanz</i>
Variabilität		Beobachtung	Groß
Unsicherheit	Messfehler Belastung	Abschätzung	Gering
	Fehler der Modellstruktur	Schlecht quantifizierbar	Groß
	Ungenauere Modellparameter	Abschätzung	Groß
	Definition Versagen	schlecht quantifizierbar	Mittel

Die Schwierigkeit des gegenständlichen Falles liegt darin, dass beide Komponenten einen sehr großen Einfluss auf das Ergebnis haben und daher

gleichrangig behandelt werden müssen. Tabelle 4 zeigt aus welchen Anteilen sich die Unsicherheit zusammensetzt und welche davon überhaupt berücksichtigt werden können.

Unsicherheiten aufgrund der effektiven Messfehler bei der Beobachtung von Regenintensitäten können zwar abgeschätzt werden, wirken sich aber im allgemeinen gering auf das Systemverhalten aus (Rauch et al., 1998). Vielfach liegen aber relevante Aufzeichnungen nicht in erforderlicher Qualität und Länge vor, sodass Vereinfachung hinsichtlich der Modellbelastungen getroffen werden (müssen). Die dadurch entstehende Unsicherheit kann – für Dimensionierungsfragen – nicht quantifiziert werden.

Ein großer Anteil der Unsicherheit resultiert aus den Fehlern und Vereinfachung in der Struktur des Modells gegenüber den realen Zusammenhängen. Das liegt einerseits an den gewollten Vereinfachungen des Modells gegenüber den realen und bekannten Mechanismen und andererseits am tatsächlichen Wissensdefizit bezüglich gewisser kausaler Zusammenhänge. Der Einfluss des Wissensdefizits ist per Definition nicht quantifizierbar – es handelt sich eben um „Nicht Wissen“. Der Einfluss von Vereinfachungen in der Modellstruktur gegenüber einer komplexeren Beschreibung der Zusammenhänge ist – in gewissen Umfang – beobachtbar. Die Abweichung im Ergebnis ist in diesem Fall meist gerichtet, d.h. die Ungenauigkeit wirkt sich entweder hauptsächlich positiv oder negativ auf das Resultat aus.

Zur Quantifizierung dieses Einflusses müsste aber realistischerweise in jedem speziellen Fall die Ergebnisse des vereinfachten Modells mit einer komplexeren Beschreibung der Zusammenhänge verglichen werden. Da dies nicht sinnvoll möglich ist, kann also nur die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Modellresultate aus dem Titel Modelstruktur eine gewisse Ungenauigkeit aufweisen, Größe und Richtung aber unbekannt sind. Eine tatsächliche Abschätzung des Einflusses der Unsicherheit ist jedoch nicht möglich.

Ebenfalls problematisch ist die Quantifizierung der Unsicherheit in der Definition des Versagens. Beim gegenständlichen Problem werden dazu meist quantitative Zustände im Gewässer festgelegt, deren Überschreitung zu einer kritischen bzw. unerwünschten Situation für den Lebensraum Gewässer führt. Zur Beschreibung des Zustands dienen Werte maßgeblicher Parameter, z.B. Konzentrationen von Stoffen oder Kennwerte physikalischer Zustände. Als

Versagen gilt hier also nicht der – sichtbare – Zusammenbruch des Systems, sondern ein bestimmter Zustand des Systems, der aufgrund von empirischen Beobachtungen zu einer kritischen oder unerwünschten Situation führt. Dieser empirische Zusammenhang ist natürlich wieder eine Quelle der Unsicherheit für das Gesamtproblem.

Damit verbleibt noch der Einfluss von Fehlern in der Bestimmung der Modellparameter. Dabei handelt es sich um das Problem, dass eine Reihe von Modellparametern nicht durch direkte Beobachtung ermittelt, sondern nur annähernd geschätzt werden können. Zur genauen Bestimmung dieser Werte ist eine Eichung des Modells durch Vergleich mit dem gemessenen, realen Systemverhalten notwendig. Dieses Problem wurde in der Literatur erschöpfend behandelt (Beck, 1987). Der Fehler in den Parameterwerten kann aber näherungsweise abgeschätzt werden, bzw. eine Bandbreite möglicher Werte für den Parameter angegeben werden.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass realistisch nur der Anteil der Unsicherheit in der Beschreibung der kausalen Zusammenhänge quantifizierbar ist, der aus den Fehlern in der Bestimmung der Modellparameter resultiert. Die anderen Anteile sind entweder wenig relevant oder schlecht abschätzbar. Trotz der diskutierten Problembereiche stellt der Ansatz der probabilistischen Dimensionierung eine markante Verbesserung gegenüber der heutigen Vorgangsweise dar. Der grundlegende Vorteil liegt darin, dass Unsicherheit und Unwissen methodisch richtig Eingang in die Dimensionierung finden. Dass der Weg nicht utopisch ist, zeigen nicht nur allgemeine (z.B. Royal Society, 1992) und themenrelevante Publikationen (z.B. Rauch, 2002; Hauger et al., 2002) sondern auch die Anstrengungen der EAWAG in Zusammenarbeit mit dem Schweizer Bundesamt für Umwelt, Wald und Landwirtschaft eine probabilistische Bewertung der Regenwasserbehandlung zu etablieren (Kreikenbaum et al., 2002).

## 6 Literatur

Ang A.H.S. and Tang W.H. (1984): Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: Decision, Risk and Reliability. Wiley. 562 pp.

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

- ATV (1997): Weitergehende Anforderungen an Mischwasserentlastungen. 2.Arbeitsbericht der ATV-AG 2.1.1, Korrespondenz Abwasser 40.
- ATV-A 166: Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und –rückhaltung. Arbeitsblatt ATV-A 166, GFA, Hennef 1999
- Beck M.B. (1987) : Water quality modeling: a review of the analysis of uncertainty. *Wat. Res. Res. 23 (8)*.
- Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (BMFLFUW, 2001): Verordnung über die Begrenzung von Emissionen aus Mischwasserentlastungen in Mischkanalisationen, Entwurf März 2001, Wien.
- Fenz, R. (2001): Gewässerschutz bei Mischwasserentlastungen – Emissions- und Immissionsanforderungen. Wiener Mitteilungen Wasser Abwasser Gewässer Bd. 168
- Foundation for Water Research (FWR, 1998): Manual Urban Pollution Management (UPM). Second edition. Buckinghamshire, UK.
- Fuchs, S.: Wasserwirtschaftliche Konzepte und ihre Bedeutung für die Ökologie kleiner Fließgewässer - aufgezeigt am Beispiel der Mischwasserbehandlung, Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe Bd.79, Oldenburg München, 1997
- Güde, H. (2002): Erfassung und Bewertung von Eintragswegen für Belastungen mit Fäkalkeimen im Einzugsgebiet der Seefelder Aach (Bodenseekreis). Abschlussbericht des BW Plus Projektes PAÖ 97008, Langenargen, D
- Harremoës P. and Rauch W. (1996). Integrated design and analysis of drainage systems, including sewers, treatment plant and receiving waters. *J. Hydraulic Res.*, 34(6), 815-826.
- Hauger , M.B; Rauch W; J.J Linde and P.S Mikkelsen (2002): Cost benefit risk –a concept for management of integrated urban wastewater systems? *Water Science and Technology* Vol 45 No 3 pp 185-193.
- Krauth K. (2001): Die Entwicklung der Regenwasserbehandlung. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft Jg. 53 Heft 3-4; Springer Wien New-York
- Kreikenbaum S., Krejci V., Rauch W. and Rossi L. (2002): Probabilistic Modelling as new planning approach to stormwater management. Proc. 9th ICUD, Portland, USA, September 8-13
- Krejci V., Fankhauser R., Gammeter S., Grottker M., Harmuth B., Merz P. und Schilling W. (1994): Integrierte Siedlungsentwässerung Fallstudie Fehraltdorf. Schriftenreihe der EAWAG Nr. 8, Dübendorf, Schweiz. ISBN: 3-906484-09-2.
- Lijklema L., Tyson J.M. and Le Souef A. (1993): Interurba – Interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas. *Wat. Sci. Tech.*, 27(12), 1-244.
- Merz, P. & V. Krejci (1996): Der Zustandsbericht Gewässer im generellen Entwässerungsplan. VSA-Verbandbericht (200. Mitgliederversammlung vom 31.5.1996 in Bern), 503, 34-44.
- ÖWWV (1987): Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen. ÖWWV-Regelblatt 19, Wien.

- Rauch W. (1995): Integrierte Modellierung von Kanalnetz, Kläranlage und Vorfluter als Planungsinstrument der Regenwasserentsorgung. *Wasserwirtschaft* 85 (1995) /4.
- Rauch W. and Harremoës P.(1996): The importance of the treatment plant performance during rain to acute water pollution. *Water Science and Technology* 34 (3-4) pp1-8.
- Rauch W. and Vanrolleghem P. (1998): Modelling benthic activity in shallow eutrophic rivers. *Wat. Sci. Tech.*, Vol 37, No 3, pp. 129-137.
- Rauch W., Thurner N. and Harremoës P. (1998): Required accuracy of rainfall data for integrated urban drainage modeling. *Wat. Sci. Tech.* Vol. 37, No. 11, pp.81-89.
- Rauch W., Krejci V., Frutiger A. und Gujer W. (2001): Generelle Entwässerungsplanung in der Schweiz – REBEKA und der neue Zustandsbericht Gewässer. *Korrespondenz Abwasser*. (48) No 11, pp. 1615 – 1622.
- Rauch W., Bertrand-Krajewski J-L, Krebs P., Mark O., Schilling W., Schuetze M. and Vanrolleghem P.A. (2002): Deterministic modeling of integrated urban drainage systems *Wat.Sci.Tech.* Vol 45 No 3 pp 81–94
- Rauch W. (2002): On Risk, Uncertainty and Incertitude in Integrated Wastewater Management. Proc. 3<sup>rd</sup> International Conf. on Water Resources and Environment Research. Dresden, July 22-25, pp 121-125.
- Royal Society (1992): Risk: analysis, perception, management. Royal Society, Carlton House Terrace, London.
- Saul, A.J. (2002): CSO: State of the art review. In Proceedings NATO Advanced Research Workshop Borovetz, Bulgaria, Oct. 2002 16-20
- VSA (1989): Genereller Entwässerungsplan, Richtlinien für die Bearbeitung. Verband Schweizer Abwasser- und Gewässerschutzfachleute, Zürich, Schweiz.

**Dipl.-Ing. Dr. Robert Fenz**

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13, 1040 Wien  
Tel.: 01 / 58801 – 22613  
Fax: 01 / 58801 – 22699  
E-mail: [rfenz@iwag.tuwien.ac.at](mailto:rfenz@iwag.tuwien.ac.at)

**Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Wolfgang Rauch**

Institut für Umwelttechnik  
Universität Innsbruck  
A-6020 Innsbruck; Technikerstrasse 13; Austria  
Tel.: 0512 / 507 6921  
Fax: 0512 / 507 2911  
Email: [wolfgang.rauch@uibk.ac.at](mailto:wolfgang.rauch@uibk.ac.at)  
Homepage: [www.uibk.ac.at/c/c8/c815](http://www.uibk.ac.at/c/c8/c815)

# Dynamik im integrierten Abwassersystem

Peter Krebs

Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden

**Kurzfassung:** Der Stofftransport in der Mischwasserkanalisation ist häufig Ursache für Spitzenbelastungen im Fließgewässer und in der Kläranlage. Bei Regenernissen entsteht durch die Erosion von Kanalsedimenten und durch das Ausstoßen des sich in der Kanalisation befindlichen Schmutzwassers eine ausgeprägte Dynamik der transportierten Frachten von partikulären und gelösten Stoffen. Zudem ergeben sich Veränderungen in der Abwasserzusammensetzung und in der Fraktionierung innerhalb einzelner Stoffgruppen. Im Artikel werden die Mechanismen dieser Phänomene erläutert. Ausgehend von den limitierenden Prozessen der Kläranlage –Nitrifikation und Nachklärung – werden Konsequenzen aufgezeigt und Ansätze zur Optimierung des Betriebes diskutiert, insbesondere für die Nachklärung. Von zentraler Bedeutung ist die Erkenntnis, dass nicht die konstant hohen hydraulischen Belastungen für den Kläranlagenbetrieb kritisch sind, sondern die dynamischen Phasen der Belastungssteigerung und –verringernng.

**Key-Words:** Dynamik bei Regenwetter, Mischwasserentlastung, Nachklärung, Nitrifikation, Stofftransport

## 1 Einleitung

Die Europäische Wasserrahmenrichtlinie (EU, 2000) fordert für Oberflächengewässer eine gute ökologische Qualität. Dazu wird eine Kombination von Emissions- und Immissionsprinzip festgeschrieben: Für eine kleine, an einem leistungsstarken Fluss gelegene Ortschaft gilt nach wie vor das Emissionsprinzip, für eine große Stadt an einem – relativ zur potenziellen Emission – leistungsschwachen Fließgewässer das Immissionsprinzip.

Das Immissionsprinzip wird auf Grund der Siedlungs- und Gewässerstruktur in weiten Teilen Europas relativ häufig zur Anwendung kommen. Da in der Wasserrahmenrichtlinie keine konkreten Angaben gemacht werden, mit welchen Mitteln die Ziele verfolgt werden sollen, bedeutet das Immissionsprinzip ein ho-

hes Maß an Freiheitsgraden bezüglich der zu treffenden baulichen und betrieblichen Maßnahmen und verlangt das Einbeziehen des Fließgewässers in die Betrachtung. Entsprechend wird es nötig sein, für komplexer werdende Ausbau- und Betriebsstrategien die Dynamik bei Regenwetter im Gesamtsystem – bestehend aus Kanalisation, Kläranlage und Fließgewässer – verstehen und die Auswirkungen auf das Fließgewässer abschätzen zu können.

Um bei Regenwetter die Fließgewässerbelastung zu reduzieren bietet es sich an, einerseits die Kläranlagenkapazität zu optimieren und andererseits die Kläranlage entsprechend dem verfügbaren Potenzial zu beschicken. Auch hier spielt die Dynamik eine zentrale Rolle: Weder die Kläranlagenkapazität noch die Beschickung unterliegen auch nur annähernd konstanten Bedingungen. Folglich ist anzustreben, mittels Steuerungs- und Regelungskonzepten den Betrieb stets den vorliegenden Bedingungen anzupassen, damit die Kläranlage ausgelastet aber nicht überlastet wird (s. z.B. Seggelke, 2002).

## **2 Dynamik in der Kanalisation bei Regenwetter**

### **2.1 Dynamik des Abflusses**

Regenereignisse verursachen in der Mischkanalisation eine Abflusssteigerung, die je nach Ereignisverlauf in weiten Bereichen schwankt und die im Extremfall gut zwei Größenordnungen betragen kann. Der Niederschlag-Abfluss-Prozess, der diese Abflusssteigerung verursacht, geht im urbanen Raum wesentlich schneller und mit einem höheren Wirkungsgrad vor sich als im natürlichen Einzugsgebiet.

Als Folge der Abflusssteigerung breitet sich in der Kanalisation eine Wellenfront aus. Aus physikalischer Sicht ist die Propagation dieser Wellenfront vergleichbar mit der Ausbreitung von Oberflächenwellen. Genau so, wie sich die Oberflächenwellen, die durch einen in den Fluss geworfenen Stein zu Stande kommen, mit einer höheren Geschwindigkeit flussabwärts bewegen als das Wasser, ist die Geschwindigkeit der Wellenfront, die durch eine Abflusssteigerung ausgelöst wird, höher als die Fließgeschwindigkeit. Dieser Sachverhalt ist in Abbildung 1 dargestellt, in dem für die drei Zeitpunkte  $t_1$ ,  $t_1+\Delta t$  und  $t_1+2\cdot\Delta t$  ein Längsschnitt des Wasserspiegels dargestellt ist. Die Neigungen der einge-

zeichneten Geraden repräsentieren die mittlere Fließgeschwindigkeit  $\bar{u}$  und die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit  $\lambda$ . Es wird deutlich, dass der Bereich der größeren Wassertiefe hinter der Front schneller strömt als der Bereich der geringeren Wassertiefe vor der Front. Dies bewirkt, dass das flachere Wasser unmittelbar vor der Front „zusammengeschoben“ und damit erhöht wird.

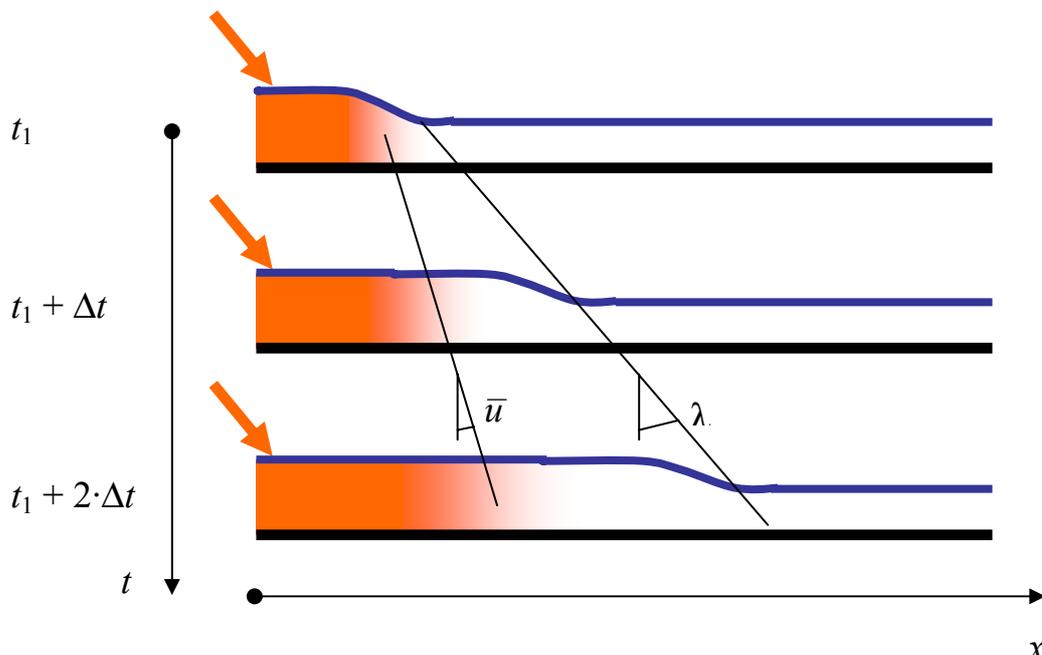


Abbildung 1 Ausbreitung der Wellenfront bei Abflusssteigerung.

## 2.2 Dynamik des Stofftransportes

Der Stofftransport partikulärer und gelöster Stoffe unterliegt bei Mischwasserabfluss einer ausgeprägten Dynamik. Während der Schmutzstoß partikulärer Stoffe seit längerem und vielfach beschrieben ist (Geiger, 1987; Ashley *et al.*, 1993), wird der Ausstoßeffekt bei gelösten Stoffen, der zu einer signifikanten Frachtspitze bei Ereignisbeginn führen kann (Krebs *et al.*, 1999), selten berücksichtigt. Es ist aber die hohe Dynamik der Abfluss- und Stofftransportprozesse in der Kanalisation, welche für die Kläranlagenprozesse und die akute Fließgewässerbelastung bei Regenwetter maßgebend ist. Zudem ergeben sich im Ereignisverlauf Verschiebungen in der Mischwasserzusammensetzung und in der Fraktionierung der Summenparameter.

Die in Zeiten geringen Abflusses entstehenden Kanalsedimente werden bei Mischwasserabfluss zumindest teilweise erodiert und damit die Konzentration

partikulärer Stoffe signifikant erhöht. Die Schleppspannung, die vom fließenden Wasser auf die Sedimente ausgeübt wird, ist ein Maß für Sedimentation und Resuspension. Gemäß Brombach *et al.* (1993) reagiert die Sediment-Transportkapazität sehr empfindlich auf die Schleppspannung. Im sensitiven Bereich führt schon eine relativ geringe Steigerung des Abflusses und der Schleppspannung zu einer erheblichen Resuspension der Kanalsedimente und somit zu einer wesentlichen Erhöhung der Fracht partikulärer Stoffe.

Wenn die Konzentration am Anfang des Ereignisses deutlich höher ist als in den folgenden Ereignisphasen wird der Effekt Schmutzstoß genannt. Kurze Fließzeiten und Kanäle von mittlerer Steilheit begünstigen das Entstehen eines Schmutzstoßes. In steilen Kanälen gibt es kaum Ablagerungen, in flachen sind die Sedimente derart ausgeprägt, dass sie über den gesamten Ereignisverlauf kontinuierlich und näherungsweise proportional zum Abfluss resuspendiert werden. Die in Abbildung 2 dargestellten Messungen im Zulauf zur Kläranlage Dresden Kaditz (Krebs und Kühn, 1999) zeigen, dass die Ganglinie der Partikelfracht während des gesamten Ereignisses ähnlich verläuft wie die Abflussganglinie. In großen, flachen Kanalsystemen wird nur ein geringer Anteil der im System lagernden Sedimente umgesetzt (s. z.B. Gebhard, 2000).

Ammonium ist ein typischer Vertreter für gelöste Stoffe, die vorwiegend aus dem Schmutzwasser stammen. Üblicherweise wird aufgrund einer einfachen Mischungsrechnung davon ausgegangen, dass deren Konzentration durch Regenwasserzufluss von Beginn an verdünnt wird und die Fracht konstant bleibt bzw. mit der Trockenwetter-Tagesganglinie variiert. In der Tat wird aber in Folge des Welleneffektes die sich mit erhöhter Geschwindigkeit ausbreitende Wellenfront und damit die anfängliche Abflusssteigerung aus dem davor liegenden Schmutzwasser gebildet (s. Abbildung 1). Die Konzentration der schmutzwasserbürtigen, gelösten Stoffe bleibt anfänglich näherungsweise konstant während die Fracht vorerst proportional zum Abfluss ansteigt. Der Effekt hält solange an, bis die Verdünnung, die mit der Fließgeschwindigkeit den Beobachtungsquerschnitt erreicht, aktiv wird. In der Kanalisation tritt dieser Effekt nie ungestört auf, da der Regenwasserzufluss nicht ausschließlich am Anfang eines Kanals erfolgt, sondern in regelmäßigen Abständen z.B. durch Straßeneinläufe, wodurch ein gewisser Verdünnungseffekt eintritt.

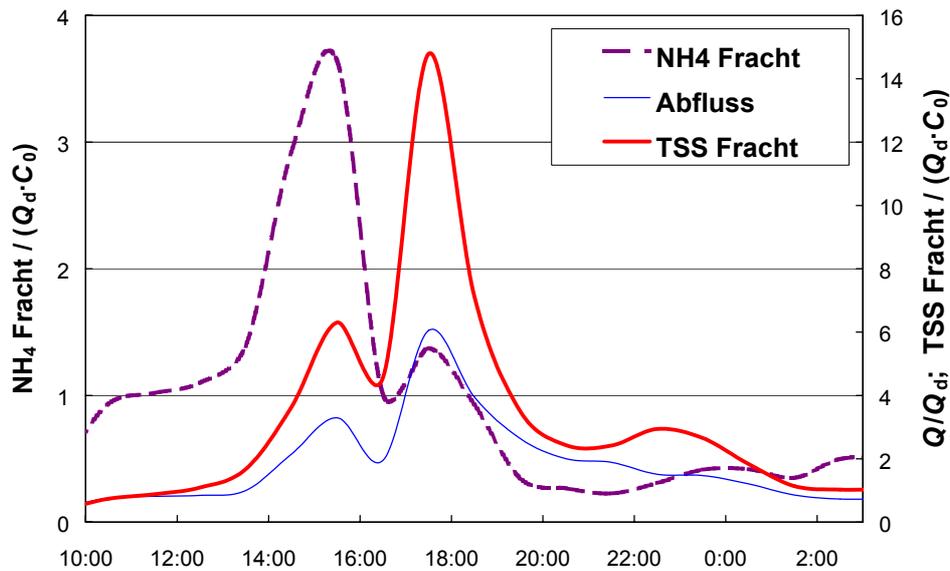


Abbildung 2 Messung von Abfluss,  $NH_4$ - und CSB-Fracht im Zulauf zur Kläranlage Dresden Kaditz (gemäß Krebs und Kühn, 1999).

Die in Abbildung 2 dargestellten Messungen bestätigen dies. Die Abfluss- und Konzentrationsganglinien wurden mit dem entsprechenden Trockenwetter-Tagesmittel normiert. Die Steigerung des Abflusses setzt ca. 2 Stunden früher ein als die Verdünnung. Während ca. 3 Stunden wird eine zusätzliche  $NH_4$ -Fracht in die Kläranlage eingetragen, die einer 5-Stundenfracht bei Trockenwetterbedingungen entspricht. Die Abflussganglinie verzeichnet nach einer ersten, kleineren Spitze eine zweite Spitze mit maximalem Abfluss. Da nach der ersten Spitze die Verdünnung aktiv wird, schlägt sich die zweite, höhere Abflussspitze im Frachtverlauf nur noch marginal nieder.

Der Vergleich der TSS- und  $NH_4$ -Frachtganglinien in Abbildung 2 macht deutlich, dass die Spitze der gelösten Stoffe vor derjenigen der suspendierten Sedimente auftritt, dass die Transportprozesse also entkoppelt ablaufen.

Die Abfluss- und Transportdynamik bei Mischwasserereignissen verursacht neben der Variation der Frachten auch Verschiebungen in der Zusammensetzung des Mischwassers und in der Stofffraktionierung. Die Messungen im Zulauf zur Kläranlage Dresden Kaditz zeigen, dass der organische Anteil an den suspendierten Stoffen ( $\sigma_{TS}/TSS$ ) und das Verhältnis von  $BSB_5$  zu CSB im Verlauf des Ereignisses deutlich abnehmen (s. Abbildung 3, gemäß Krebs und Kühn, 1999). Dies deutet an, dass die Abbaubarkeit der in die Kläranlage und über Entlastun-

gen in das Fließgewässer eingeleiteten organischen Stoffe im Ereignisverlauf schlechter wird.

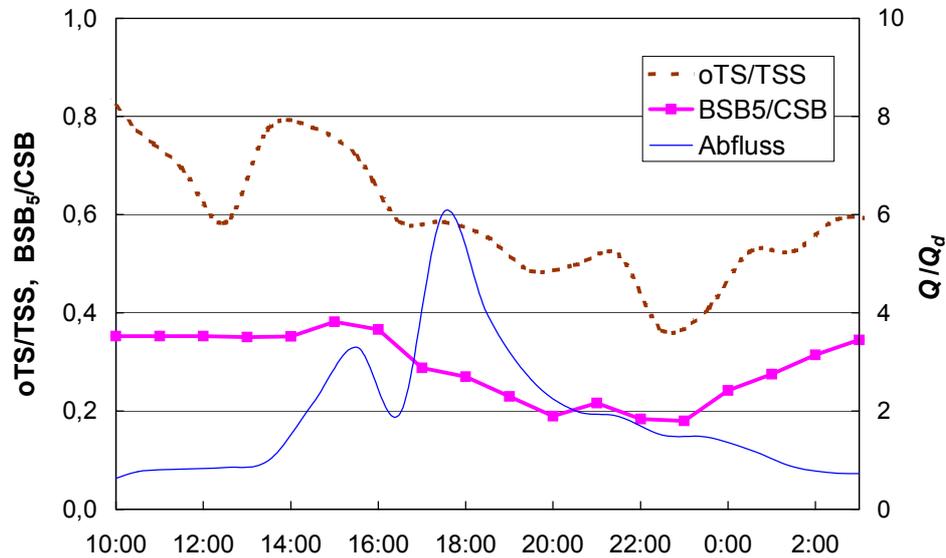


Abbildung 3 Veränderung der Mischwasserzusammensetzung während eines Mischwasserereignisses (Krebs und Kühn, 1999).

Die Phase des relativ hohen organischen Anteils an den partikulären Stoffen lässt sich durch die Erosion der obersten Sedimentschicht erklären. Diese Schicht ist besonders leicht erodierbar, da organische Partikel eine geringere Dichte aufweisen als mineralische Partikel (Rushforth *et al.*, 1999). Die anschließende Erosion der unteren Schichten bringt offensichtlich einen höheren Anteil an mineralischen und inerten Materialien mit sich. Wird der BSB<sub>5</sub> als Indikator für die biologische Abbaubarkeit des CSB interpretiert, lässt sich dies anhand des Rückgangs des Verhältnisses BSB<sub>5</sub>/CSB qualitativ zeigen (Abbildung 3).

### 3 Auswirkungen auf das Fließgewässer

Für die Auswirkungen der Siedlungsentwässerung auf das Fließgewässer ist neben den Prozessen in Kanalisation und Kläranlage die Charakteristik des Fließgewässers selbst von entscheidender Bedeutung. Aus der Bandbreite der möglichen Effekte im Fließgewässer, die hydraulische, hydrologische, physikalische, chemische, biochemische, hygienische und ästhetische Effekte (s. z.B. Borchardt, 2000) umfassen, wird hier die stoffliche Belastung diskutiert. Dabei ste-

hen die Sauerstoffzehrung und Konzentrationsspitzen des fischtoxischen Ammoniaks bei Regenwetter im Vordergrund. Beides sind akute Effekte, bei denen die kurzfristigen Fracht- und Konzentrationsspitzen maßgebend sind. Jahresfrachten von CSB und  $\text{NH}_4\text{-N}$  sind für derartige Ereignisse also nicht aussagekräftig.

Als Quelle für die stoffliche Fließgewässerbelastung müssen Mischwasserentlastung und Kläranlagenablauf berücksichtigt werden. Dabei gilt es die grundlegend unterschiedlichen Wirkungsweisen der beiden Belastungsquellen zu beachten. Die höheren *Jahresfrachten* an CSB und Stickstoff stammen aus der Kläranlage, die höheren kurzzeitigen Frachtspitzen und damit die *Spitzenkonzentrationen* im Fließgewässer werden durch die Mischwasserentlastungen verursacht.

Zum Verständnis des Zustandekommens akuter Effekte, zum Vergleich von Maßnahmen und zur Entwicklung wirkungsvoller Betriebsstrategien müssen die folgenden dynamischen Effekte berücksichtigt werden, die in herkömmlichen Programmen kaum je berücksichtigt sind:

- Der Ausstoß gelöster Stoffe ist für die Ammoniaktoxizität im Fließgewässer maßgebend. Der Transport partikulärer Stoffe verläuft bei großen Sedimentreserven in der Kanalisation ähnlich zur Abflussganglinie (s. Abbildung 2) und kann deshalb mit einem hydrologischen Stofftransportmodell als Funktion des Abflusses wiedergegeben werden, während die Abbildung des Ausstoßes gelöster Stoffe nur mit einem hydrodynamischen Modellansatz beschrieben werden kann.
- Für die Abbildung kurzfristiger Belastungsspitzen ist die Dynamik des Niederschlag-Abfluss-Prozesses im urbanen und im natürlichen Einzugsgebiet maßgebend. Die Abflussganglinie im Vorfluter muss deshalb berücksichtigt werden; eine hohe Fracht zu Beginn der Entlastung trifft auf einen geringeren Abfluss als gegen Ende des Ereignisses und wird folglich weniger verdünnt (Abbildung 4).
- Gesamt-CSB-Werte in der Entlastung in einer frühen und einer späten Phase sowie im Kläranlagenablauf sind nicht vergleichbar: Der abbaubare CSB-Anteil ist zu Beginn der Entlastung hoch und nimmt im Verlauf des Ereignisses ab (s. Abbildung 3), während im Kläranlagenablauf stets vorwiegend inerter CSB vorhanden ist.

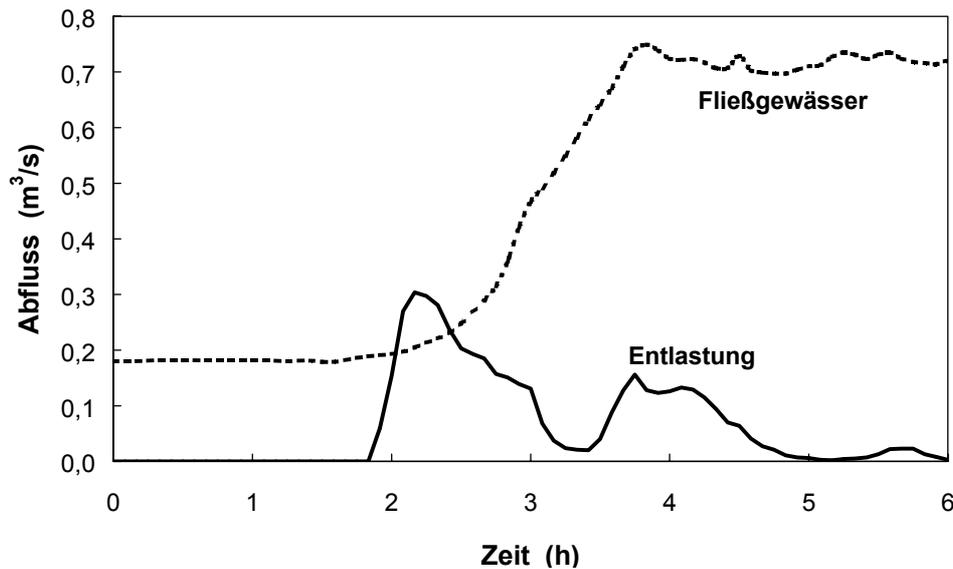


Abbildung 4 Ganglinien der Abflüsse aus der Entlastung und in einem kleinen Fließgewässer (Krebs *et al.*, 1996; Daten aus Krejci *et al.*, 1994).

- Die Kläranlage spielt bezüglich akuter Effekte nur dann eine unmittelbare Rolle, wenn die Stickstoffelimination zusammenbricht oder Schlamm aus dem Nachklärbecken abtreibt. Für die Vorhersage von Letzterem sind mehrdimensionale Strömungs- und Turbulenzmodelle zur Nachklärbeckensimulation notwendig, die aber sehr rechenzeitintensiv sind und sich für die Kopplung mit Belebtschlammmodellen nur bedingt eignen.
- Kritische Sauerstoffkonzentrationen treten nicht am Ort der Einleitung auf, sondern mehrere km flussabwärts (Rauch und Harremoës, 1996; Vanrollegheem *et al.*, 1996). Die Zehrung organischer Stoffe führt allmählich zu einer Verminderung der Sauerstoffkonzentration, was andererseits den Sauerstoffeintrag über die Wasseroberfläche, der proportional zum Sauerstoffdefizit ist, steigert. Am Punkt der minimalen Sauerstoffkonzentration stehen Zehrung und Eintrag im Gleichgewicht (s. Abbildung 5). Um aussagekräftige Vorhersagen zur Wirksamkeit von Maßnahmen und Betriebsstrategien machen zu können, muss also das Fließgewässer in einem relativ aufwändigen Modell über mehrere km Fließstrecke abgebildet werden.

Generell gilt festzuhalten, dass die Wirkungsmechanismen und die im Fließgewässer verursachten stofflichen Belastungen nicht nur vom Einzugsgebiet und vom Entwässerungssystem abhängig sind, sondern maßgeblich vom Ereignisverlauf. Da neben der eingeleiteten Fracht auch die Konzentration in der Einlei-

tung einen starken Einfluss ausübt, verursacht dabei ein intensives Ereignis nicht zwangsläufig die höchsten Stoffkonzentration im Fließgewässer. Im Gegenteil, durch einen intensiven Niederschlag werden die Stoffe bereits in der Kanalisation derart verdünnt, dass im Fließgewässer keine hohen Schadstoffkonzentrationen entstehen oder durch eine relativ hohe  $O_2$ -Fracht in der Entlastung kann sich der Sauerstoffhaushalt im Gewässer sogar von vorherigen Belastungen erholen.

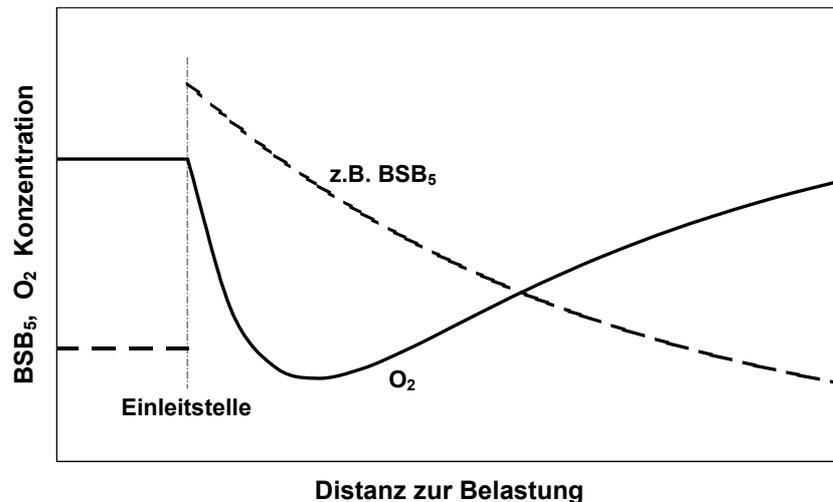


Abbildung 5 Abbau sauerstoffzehrender Substanzen und Verlauf der Sauerstoffkonzentration in einem Fließgewässer stromabwärts einer Einleitstelle.

## 4 Folgen für die Kläranlage

Nach der Darstellung der Auswirkungen der Dynamik des Stofftransportprozesses in der Kanalisation auf den Kläranlagenbetrieb (Kapitel 4.1) werden in den Kapiteln 4.2 und 4.3 die Dynamik im Nachklärbecken und die Regelung des Rücklaufschlammstromes detailliert besprochen.

### 4.1 Auswirkungen auf die Belebung

Die Wechselwirkungen zwischen Kanalisation und Kläranlage während Mischwasseranfall sind vielschichtig. Die Auswirkungen der Stofftransportphänomene in der Kanalisation auf den Kläranlagenbetrieb sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Es gilt vor allem die zwei Prozesse Nitrifikation und Nachklärung zu beachten, die für den Kläranlagenbetrieb bei Mischwasserbelastung limitierend

sein können (s. z.B. Bruns, 1999; Seggelke, 2002). Das Mischwasserereignis wird in die folgenden 5 Phasen gegliedert:

- Der anfängliche  $\text{NH}_4$ -Ausstoß aus der Kanalisation und aus dem Vorklärbecken stellt für die Belebungsanlage eine Schockbelastung dar. Die Belastung wird größer, wenn das in Kanalisation und Vorklärbecken gespeicherte Ammonium konzentriert ist und wenn die gesamte gespeicherte Ammoniummasse groß ist. Diese beiden Bedingungen sind während der Morgenspitze bzw. bei einem großen und flachen Einzugsgebiet gegeben. Für den Nitrifikationsprozess wird die Belastung kritischer, wenn die Alkalinität gering bzw. das Verhältnis TKN/Alkalinität hoch ist.

Tabelle 1      Auswirkungen eines Mischwasserereignisses auf den Kläranlagenbetrieb (nach Krebs und Kühn, 1999)

Abfluss in der Kanalisation	Folgen für die Abwasserzusammensetzung		Auswirkungen auf die Kläranlage
	gelöste Stoffe	partikuläre Stoffe	
Abflussteigerung, Wellenausbreitung	Ausstoß aus Kanal und Vorklärung	TW-Konzentration, verkürzte Aufenthaltszeit im VKB	Schockbelastung auf BB und NKB
Zufluss entspr. der KA-Kapazität	Verdünnung mit Regenwasser, Fracht zur KA kleiner, da ein Teil entlastet	Mobilisierung der Kannelsedimente und Partikel im Einzugsgebiet	Schlammverlagerung vom BB ins NKB, niedrige Pufferkapazität, da TKN/Alkalinität hoch
Reduktion des Zuflusses	gesamte Schmutzfracht zur KA	hoher mineralischer Anteil an Partikeln	gestörter Schlammhaushalt, Bioverfügbarkeit reduziert
Entleerung Mischwasserspeicher	Fracht höher als unter TW-Bedingungen	Partikelfracht hoch, da Zufluss noch erhöht	kritische Phase für N-Elimination
folgende Trockenwetterphase	TW-Belastung	reduz. Partikelfracht bis zum Gleichgewicht von Deposition/Erosion	Schlammabzug und N-Rückbelastung erhöht

BB = Belebungs-, KA = Kläranlage, NKB = Nachklär-, VKB = Vorklär-, TW = Trockenwetter

- Die Steigerung des Durchflusses kann sich auf den Nachklärbeckenbetrieb nachteilig auswirken, wenn die Schlammpartikel unvollständig geflockt oder die einzelnen Bauwerksteile schlecht ausgestaltet sind (Ekama *et al.*, 1997), oder wenn die dynamische Beaufschlagung eine Schwingung des Schlammspiegels induziert (Armbruster *et al.*, 2001; s. Kapitel 4.2). Die Schlammverlagerung vom Belebungs- ins Nachklärbecken kann bei gleichzeitiger Erhö-

hung der Schlammmasse durch die gesteigerte Partikelzufuhr die Schlamm-speicherkapazität des Nachklärbeckens überlasten. Die Schlammverlagerung wird ausgeprägter, wenn das Verhältnis des Mischwasserzuflusses zum effektiv vorhandenen Trockenwetterzufluss vor Beginn des Ereignisses groß ist und wenn die Steigerung einen hohen Gradienten aufweist. Eine unmittelbare Steigerung des Rücklaufvolumenstroms vermag diesen Effekt kaum zu dämpfen, da dies den gesamten Durchfluss weiter steigert (vgl. Kapitel 4.3). Durch die Verlagerung wird die Schlammmasse im Belebungsbecken vermindert und durch die vermehrte Flockung inerte Stoffe ihre spezifische Aktivität reduziert.

- In der folgenden Phase der Zuflussreduzierung gelangt wieder die gesamte Schmutzfracht zur Kläranlage. Die inerte Fraktion der Partikel ist dabei hoch und die Bioverfügbarkeit der organischen Stoffe relativ schlacht.
- Durch die Entleerung der Mischwasserspeicher übersteigt die gesamte Fracht gelöster Stoffe den Wert bei Trockenwetter, während der Volumenstrom immer noch nahezu der zulässigen Mischwasserbelastung entspricht. Diese Phase ist wieder kritisch für die Nitrifikationsleistung der Kläranlage (Bruns, 1999) – oder allgemein für die Stickstoffelimination, falls in der Denitrifikationszone belüftet werden sollte. Auch hier gilt, dass die Belastung größer wird, wenn die Speicher zur Morgenspitze gefüllt wurden und besonders, wenn sie zusätzlich zur Morgenspitze des folgenden Tages entleert werden (Krebs *et al.*, 1996).
- Nach Ende des Abflussereignisses wird der Schlammhaushalt in der biologischen Stufe durch erhöhten Schlammabzug in den Ausgangszustand zurückgebracht. In der Folge wird die Stickstoffrückbelastung auf die Belebung erhöht, da durch den gesteigerten Schlammabzug vermehrt Schlammwasser aus dem Faulbehälter verdrängt wird. Bei höheren Partikelfrachten während des Ereignisses wird dieser Effekt verstärkt. Die erhöhte Rückbelastung sollte mit dem Tagesgang koordiniert werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich die Dynamik der Transport- und Umwandlungsprozesse in der Kanalisation maßgeblich auf den Kläranlagenbetrieb bei Regenwetter auswirkt und dass die Folgen weit über das Ende des Regenereignisses anhalten. Die Höherbelastung der Kläranlage bei Regenwetter kann demnach nur sinnvoll realisiert werden, wenn die dynamischen

Transportprozesse in der Kanalisation – am besten mittels einer übergreifenden Regelungsstrategie – mit berücksichtigt werden.

## 4.2 Reaktion des Nachklärbeckens auf dynamische Belastungen

Ein 24-Stunden-Versuch in einem runden Nachklärbecken der Kläranlage Kassel (Born, 1998) wurde dynamisch simuliert (Armbruster *et al.*, 2001). Abbildung 6 zeigt den Verlauf der Flächenbeschickung über den modellierten Zeitabschnitt. Der Rücklaufvolumenstrom wurde über die Versuchsdauer konstant gehalten; das Rücklaufverhältnis schwankte von 1.38 bei minimalem Zufluss bis zu 0.65 bei maximalem Zufluss, die Konzentration im Zufluss zwischen  $4.3 \text{ kg/m}^3$  und  $3.3 \text{ kg/m}^3$ .

Die Zeitpunkte der simulierten Konzentrationsfelder (Abbildung 7) sind in Abbildung 6 gekennzeichnet. Durch Belastungsveränderungen wird das Schlammbett unruhig und Oszillationen werden angefacht (angedeutet durch die Linien gleicher Konzentration), welche zu einer Verschlechterung der Ablaufqualität führen können. Es stellt sich heraus, dass die Übergangsphasen – *insbesondere auch die Phase der Belastungsreduzierung* – für die Ablaufqualität kritischer sind als Phasen konstant hoher Belastung.

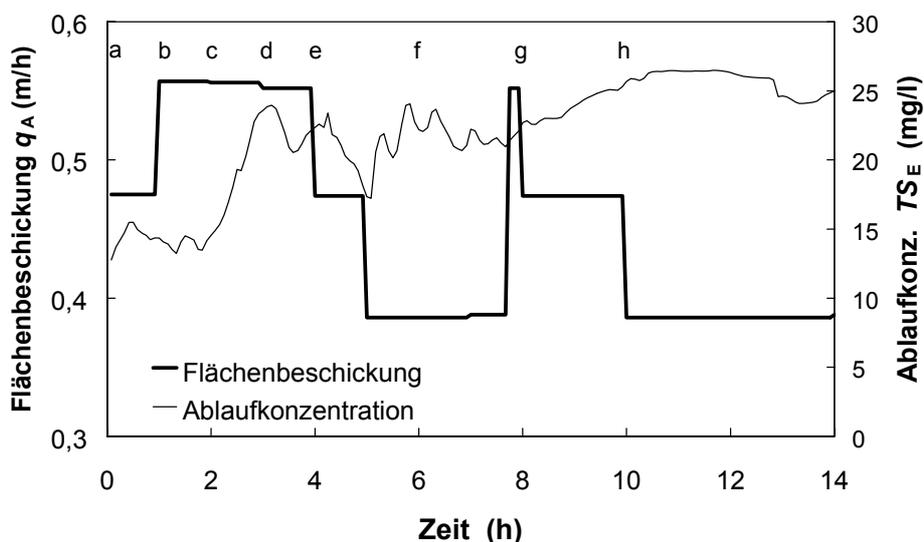


Abbildung 6 Flächenbeschickung und simulierte Ablaufkonzentration für den in Abbildung 7 dargestellten Lastfall. Die Buchstaben a bis h entsprechen den Momentaufnahmen in Abbildung 7.

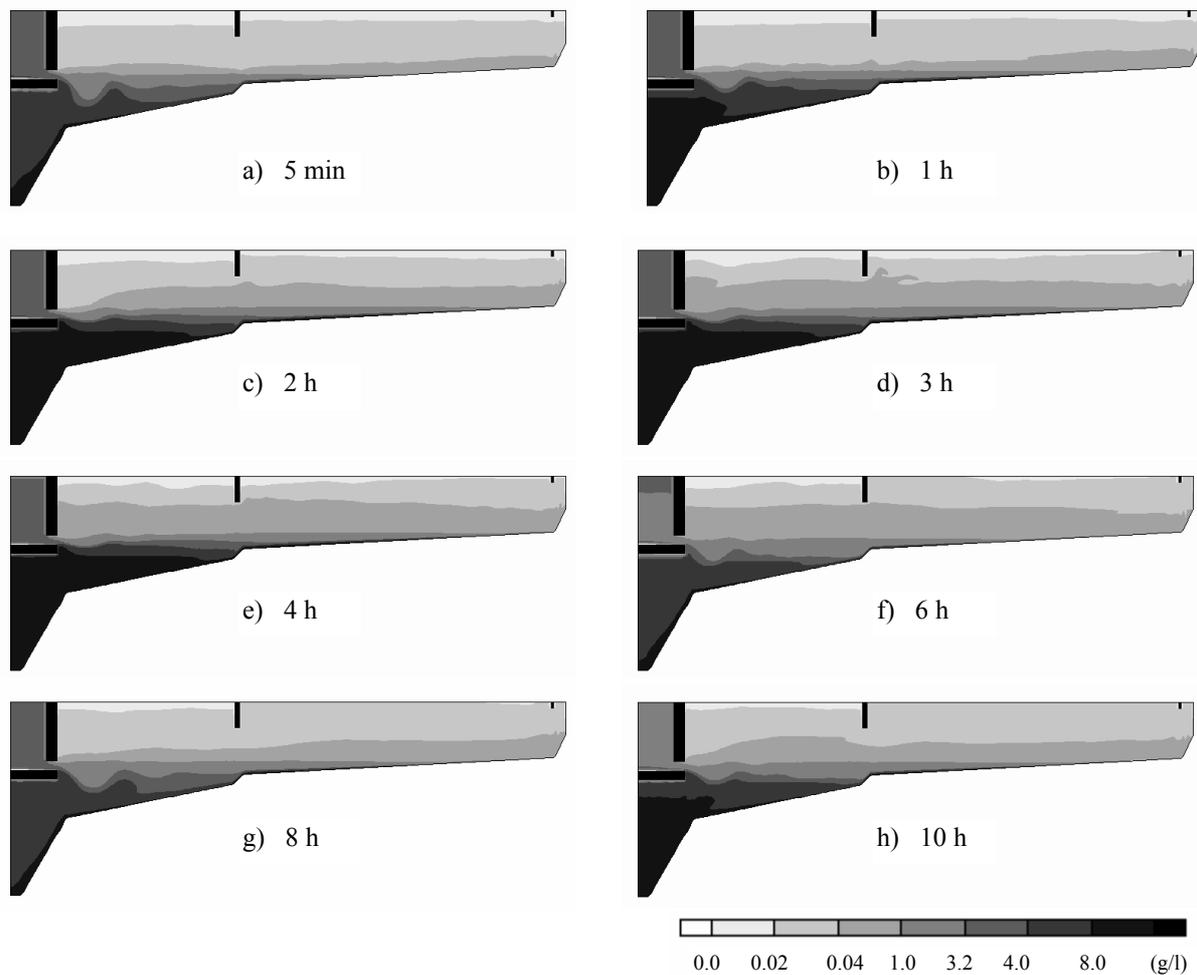


Abbildung 7 Konzentrationsfeld bei der in Abbildung 6 dargestellten Belastung.

Es muss demnach davon ausgegangen werden, dass mittels stationärer Simulationen von Mischwasserbelastungen die maßgebenden Bedingungen nicht erfasst werden können. Neben der Tatsache, dass Instabilitäten unberücksichtigt bleiben, wird auch die Schlammverlagerung vom Belebungsbecken ins Nachklärbecken außer Acht gelassen. Von einem Gleichgewichtszustand bei Trockenwetter ausgehend, ergibt sich aber aufgrund der Speicherwirkung ein deutlich höheres Schlammbett als wenn eine konstante Mischwasserbelastung bei bereits reduzierter Zuflusskonzentration stationär simuliert wird.

### 4.3 Regelung des Rücklaufvolumenstroms

Die beiden häufig genannten Strategien für den Rücklaufschlammstrom bei Regenwetter sind:

- Ein konstanter Rücklaufvolumenstrom
- Eine Regelung des Rücklaufschlammstroms proportional zum Zufluss zur Kläranlage.

Wird der Rücklaufvolumenstrom bei Mischwasserzufluss konstant belassen, wird in der Anfangsphase relativ viel Schlamm aus dem Belebungsbecken ins Nachklärbecken verlagert. Dies bedingt eine hohe Speicherkapazität des Nachklärbeckens. Andererseits ist der Schlammfluss ins Nachklärbecken infolge der gesenkten Schlammkonzentration im Belebungsbecken und des insgesamt niedrigen Zuflusses relativ gering. Im Rahmen des Möglichen werden die Strömungsbedingungen im Nachklärbecken wenig gestört. Durch eine lange Eindickzeit wird die Konzentration im Rücklauf hoch und führt zu einem neuen Gleichgewichtszustand.

Durch eine zuflussproportionale Steigerung des Rücklaufvolumenstroms wird die Rücklauffracht bereits im Anfangsstadium erhöht und damit die Schlammverlagerung vom Belebungs- ins Nachklärbecken im Vergleich zur Strategie des konstanten Rücklaufstroms vermindert. Andererseits wird die Belastung des Nachklärbeckens vom Volumenstrom und von der Zuflussfracht her gesteigert. Es ist damit zu rechnen, dass die Durchströmung stark gestört und der Rücklauf durch zunehmenden Kurzschlussanteil verdünnt wird. Der neue Gleichgewichtszustand stellt sich schneller ein als bei konstanter Rücklaufführung.

Mit den beiden Strategien werden unterschiedliche Zielsetzungen verfolgt. Im Hinblick auf die Erhaltung der Nitrifikationskapazität muss angestrebt werden, möglichst wenig Schlamm aus dem Belebungsbecken zu verlieren, während für die Stabilität des Nachklärbeckenbetriebs die hydraulische und die frachtmäßige Belastung und damit der Rücklauf entsprechend gering gehalten werden.

Es gilt daher, die Vorteile der beiden Strategien mittels einer Regelung zu kombinieren, in der neben dem Zufluss der Schlamm Spiegel im Nachklärbecken und die Konzentration im Rücklaufschlamm als Mess- und Regelgrößen genutzt werden. Seggelke (2002) schlägt zusammenfassend die folgende Strategie vor:

- In der Anfangsphase der Mischwasserbelastung soll der Rücklauf konstant belassen werden. Dadurch werden die Gradienten der Belastungssteigerung gering gehalten (vgl. Kapitel 4.2).
- Nachdem der Schlamm Spiegel um einen bestimmten Wert angestiegen ist, soll der Rücklauf allmählich – keinesfalls sprunghaft – erhöht werden. Damit wird eine gewisse Eindickung sichergestellt.
- Die maximale Rücklaufförderung sollte einerseits deutlich höher liegen als bei Trockenwetterbedingungen, aber andererseits, um Sedimentation und Eindickung nicht zu sehr zu stören, auch nicht zu hoch. Als Maximalwert wird  $0.75 \cdot Q_{zu}$  ( $Q_{zu}$  = Zufluss zur Kläranlage) vorgeschlagen.
- Der Rücklauf soll erst wieder langsam zurückgefahren werden, wenn die Schlammkonzentration im Belebungsbecken wieder annähernd den Ausgangswert erreicht hat.

Nachdem der Rücklauf den bei Trockenwetter üblichen Volumenstrom erreicht hat, kann schließlich der Überschussschlammabzug erhöht werden, bis die gesamte Schlammmasse im Belebungs system wieder dem Soll-Wert entspricht.

## 5 Folgerungen für den Betrieb des integrierten Systems

Zum effektiven Schutz der Fließgewässer sollte die Abwasserentsorgung als Gesamtsystem optimiert und ein integrierter Betrieb vorgesehen werden. Freie Kapazitäten im System sollten genutzt werden, bevor Mischwasserentlastungen erfolgen. Es wurde bereits verschiedentlich nachgewiesen, dass ausreichend dimensionierte Kläranlagen eher höher belastet werden können als heute üblich (z.B. Seggelke, 2002).

Aus den obigen Ausführungen zur Ereignisabhängigkeit der Auswirkungen der Transportprozesse in der Kanalisation auf Kläranlage und Fließgewässer leitet sich die Forderung ab, mittels Steuerung und Regelung in die Vorgänge bei Regenwetter einzugreifen. Nur so ist es möglich, auf die verschiedensten Verläufe von Regen- und Mischwasserereignissen richtig und angepasst zu reagieren bzw. das System vorausschauend vorzubereiten. Ein entsprechendes Regelungskonzept hat drei Aufgaben zu erfüllen:

- Die im Kanalnetz vorhandenen Kapazitäten zur Retention und zur Verminderung von Mischwasserentlastungen sollten verfügbar gemacht werden. Dies ist die „klassische“ Aufgabe der Kanalnetzbewirtschaftung bzw. der Abflusssteuerung (ATV AG 1.2.4, 1991). Eine fortgeschrittene Variante ist die Konzentrations- oder frachtbasierte Kanalnetzbewirtschaftung (z.B. Krebs und Rauch, 2002), in der stärker verschmutztes Abwasser der Kläranlage zugeführt oder zurückgehalten wird, während weniger verschmutztes Abwasser entlastet wird.
- Die Kläranlagenkapazität sollte maximiert werden. Dies betrifft Kläranlageninterne Regelungsstrategien (z.B. Londong und Bauer, 2001) wie das Umschalten von anoxisch auf aerob betriebene Volumina in den Belebungsbecken oder etwa die Regelung des Rücklaufschlammstroms als Funktion von mehreren Bezugsgrößen. Ziel davon ist es, die Kläranlagenprozesse auch bei dynamischer Belastung zu stabilisieren.
- Die vorhandene Kläranlagenkapazität sollte stets ausgenutzt werden. Hinter dieser Zielstellung verbirgt sich die anspruchsvolle Aufgabe, die Regelung von Kläranlage und Kanalisation im Hinblick auf eine minimale Gewässerbelastung zu integrieren. Für verschiedene Szenarien müssen einerseits die aus der Kanalisation resultierenden Belastungen und andererseits die in der Kläranlage verfügbaren Reinigungskapazitäten mittels Simulation ermittelt werden, um die Kläranlage stets maximal zu beschicken ohne sie zu überlasten (s. Seggelke, 2002).

Es ist gegenwärtig grundsätzlich möglich, diese Aufgaben an Hand von einfachen Regeln näherungsweise wahrzunehmen. Ein Beispiel zeigt Bruns (1999) auf, der vorschlägt, die Kläranlage sukzessive höher zu belasten, nachdem die Regenüberlaufbecken zu 3/4 gefüllt sind. Damit wird verhindert, dass die Kläranlage durch den Ausstoß von Ammonium zu Beginn überlastet wird und gleichzeitig sichergestellt, dass in der Phase der frachtmäßig geringen Belastung die Kläranlage höher beschickt wird.

Die aufwändige integrierte Steuerung und Regelung aufgrund prädiktiver Simulationen, die an online-Modelle geknüpft sind, ist zur Zeit noch nicht einsatzreif in der Praxis. Erste theoretische Studien und Pilotuntersuchungen haben das Potenzial derartiger Ansätze aufgezeigt (Schütze, 1998; Seggelke, 2002). Es sind aber weiterhin Entwicklungen nötig zur Verbesserung der Zuverlässigkeit von

online-Sonden, der Stabilität von an die realen Prozesse gekoppelten Simulationen und der Zuverlässigkeit integrierter Modelle, die eine verlässliche Vorhersage der besten Steuerungsszenarien für die verschiedensten Ereignisse erlauben.

## 6 Literatur

- Armbruster M., Krebs P. und Rodi W. (2001). Numerical modelling of dynamic sludge blanket behaviour in secondary clarifiers. *Water Science and Technology*, **43** (11), 173-180.
- Ashley R.M., Arthur S., Coghlan B.P. und McGregor I. (1993). Fluid sediment movement and first flush in combined sewers. Proc. pp. 875-883, 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Niagara Falls, Kanada.
- ATV AG 1.2.4 (1991). Abflusssteuerung – Hinweise zu Planung, Entwurf und Betrieb. ATV-Schriftenreihe Nr. 28, Hennef.
- ATV AG 2.11.4. (1997). Arbeitsbericht Simulation von Kläranlagen. *Korrespondenz Abwasser*, **44** (11), 2064-2074.
- Borchardt D. (2000). Gewässerbezogene Optimierung der Siedlungsentwässerung. Dresdner Berichte, Band 16, 127-146, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden. ISSN 1615-083X
- Born W. (1998). *Messdaten zur Verfügung gestellt*.
- Brombach H., Michelbach S. und Wöhrle C. (1993). Feststoffe in der Mischwasserkanalisation. *Korrespondenz Abwasser*, **40** (12), 1910-1926.
- Bruns J. (1999). Dynamische Koppelung von Regenwasserbehandlung und Abwasserreinigung bei Mischwasserzufluß. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft Band 151, R. Oldenburg, München.
- DHI (1996). MOUSE user manual, version 3.30. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm, Dänemark.
- 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. ISBN 1-900222-03-5
- Erbe V., Frehmann T., Geiger W.F., Krebs P., Londong J., Rosenwinkel K.-H. und Seggelke K. (2001). Integrated Modelling as an analysing and optimisation tool for urban watershed management. *Water Science and Technology*, **46** (6-7), 141-150.
- EU (2000). Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy. Brussels.
- Gebhard V. (2000). Sedimente in der Dresdner Kanalisation. Dresdner Berichte, Band 16, pp. 57-83, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden. ISSN 1615-083X

- Geiger W.F. (1984). Characteristics of combined sewer runoff. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Proc. pp. 851-860, Göteborg, Schweden.
- Holzer P. und Krebs P. (1998). Modelling the total ammonia impact of CSO and WWTP effluent on the receiving water. *Water Science and Technology*, **38** (10), 31-39.
- Huisman J. (2001). Transport and transformation processes in combined sewers. ETH Dissertation Nr. 13989, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich.
- Krebs P., Krejci V., Fankhauser R. und Siegrist H. (1996). Reducing the overall impact on a small receiving water. Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Proc. Vol. 1, pp. 365-370, Hannover.
- Krebs P., Holzer P., Huisman J.L. und Rauch W. (1999). First flush of dissolved compounds. *Water Science and Technology*, **39** (9), 55-62.
- Krebs P. und Kühn V. (1999). Dynamik in der Siedlungsentwässerung. 12. Fachtagung zum Schutz der Nordsee, Lübeck-Travemünde. ISBN 3-930400-27-8
- Krebs P. (2000). Stofftransport in der Siedlungsentwässerung. Dresdner Berichte, Band 16, pp. 85-108, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden. ISSN 1615-083X
- Krebs P., Armbruster M. und Rodi W. (2000). Numerische Nachklärbecken-Modelle. *KA Wasserwirtschaft · Abwasser · Abfall*, **47** (7), 985-999.
- Krebs P. und Rauch W. (2002). Von der Abflusssteuerung zur immissionsorientierten Steuerung. Dresdner Berichte, Band 19, pp. 87-109, Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, TU Dresden. ISSN 1615-083X
- Krejci V., Fankhauser R., Gammeter S., Grottker M., Harmuth B., Merz P. und Schilling, W. (1994). Integrierte Siedlungsentwässerung, Fallstudie Fehraltorf. Schriftenreihe der EAWAG, Nr.8, Dübendorf, Schweiz.
- Londong J. und Bauer S. (1996). MSR-Konzepte für Kläranlagen – Stand der Technik. *KA Wasserwirtschaft-Abwasser-Abfall*, **48** (6), 778-785.
- Rauch W. und Harremoës P. (1999). Genetic algorithms in real time control applied to minimize transient pollution from urban wastewater systems. *Water Research*, **33** (5), 1265-1277.
- Rauch W., Bertrand-Krajewski J.L. Krebs P., Mark O., Schilling W., Schütze M. und Vanrolleghem P.A. (2002). Mathematical modelling of integrated urban drainage systems. *Water Science and Technology*, **45** (3), 81-94.
- Rushforth P.J., Tait S.J. und Saul A.J. (1999). Importance of sediment composition on erosion of organic material from in-sewer deposits. 8<sup>th</sup> Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Proc. Vol. 2, pp. 515-521, Sydney, Australien.
- Schütze M.R. (1998). Integrated simulation and optimum control of the urban wastewater system. PhD dissertation, Dept. of Civil Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.
- Seggelke K. (2002). Integrierte Bewirtschaftung von Kanalnetz und Kläranlage zur Reduzierung der Gewässerbelastung. Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 124. ISBN 3-921421-54-3.

Vanrolleghem P.A., Fronteau C. und Bauwens W. (1996). Evaluation of design and operation of the sewage transport and treatment system by an EQO/EQS based analysis of the receiving water immission characteristics. *Proc.* pp. 14.35-14.46, WEF Conference Urban Wet Weather Pollution, June 16-19, Québec, Kanada.

Korrespondenz an:

Peter Krebs

Institut für Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft  
TU Dresden  
D-01062 Dresden

Tel 0049 – 351 – 4633 5257  
Fax 0049 – 351 – 4633 7204  
Email [pkrebs@rcs.urz.tu-dresden.de](mailto:pkrebs@rcs.urz.tu-dresden.de)



# Steuerung der hydraulischen Belastung der RKL Linz-Asten im Mischwasserfall

Peter Schweighofer, Alexander Lengyel

LINZ AG - Abwasser, ZT Büro Dr. Lengyel

**Kurzfassung:** Im Zuge der Anpassung der Regionalkläranlage der LINZ-AG Abwasser wurde auch eine automatische Steuerung des Zulaufpumpwerkes unter besonderer Beachtung von Mischwasserereignissen ausgeführt. Als Betriebsziele wurden möglichst seltene Mischwasserentlastungen über ein der Kläranlage vorgelagertes RÜB in einen kleinen Vorfluter, bei Vermeidung von Stoßbelastungen für die Kläranlage und unter möglicher Ausnutzung des vorhandenen Stauraumvolumens im Zulaufkanal, sowie ein Tagesausgleich im Trockenwetterfall vorgegeben. Die ersten 1½ Jahre Betriebserfahrungen zeigen eine weitgehende Erreichung dieser Vorgaben.

**Key-Words:** Mischwasserereignisse, Pumpwerkssteuerung, Kläranlagenbetrieb

## 1 Einleitung

### 1.1 Allgemeines

In den Jahren 1999 bis 2002 wurde die Regionalkläranlage Linz-Asten der LINZ AG – Abwasser ausgebaut und an den Stand der Technik angepaßt ( Schweighofer, 2001 ). Im Zuge dieser Anp.a.d.St.d. Technik wurde als ein Teil der gesamten Prozeßautomatisierung auch der bis dahin manuell gesteuerte Betrieb des Zulaufpumpwerkes mit einer automatischen Steuerung – für Trockenwetter und mit besonderem Schwerpunkt für Mischwasserbelastungen - ausgerüstet.

## 1.2 Einzugsgebiet der RKL Linz-Asten / Linzer Kanalnetz

Die Regionalkläranlage der LINZ AG – Abwasser reinigt die Abwässer von Linz und von 39 Umlandgemeinden ( Abbildung 1 ), sowie die Abwässer der in dieser Region ansässigen Gewerbe- und Industriebetriebe.

Ausgebaut ist die Regionalkläranlage Asten auf 950.000 EW. Im Mischwasserfall werden bis zu  $8,8 \text{ m}^3/\text{s}$  mechanisch und maximal  $4,8 \text{ m}^3/\text{s}$  biologisch gereinigt. D.h., im Mischwasserfall werden bis zu maximal  $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$  mechanisch gereinigtes Abwasser über einen RÜ vor der biologischen Stufe abgeleitet.

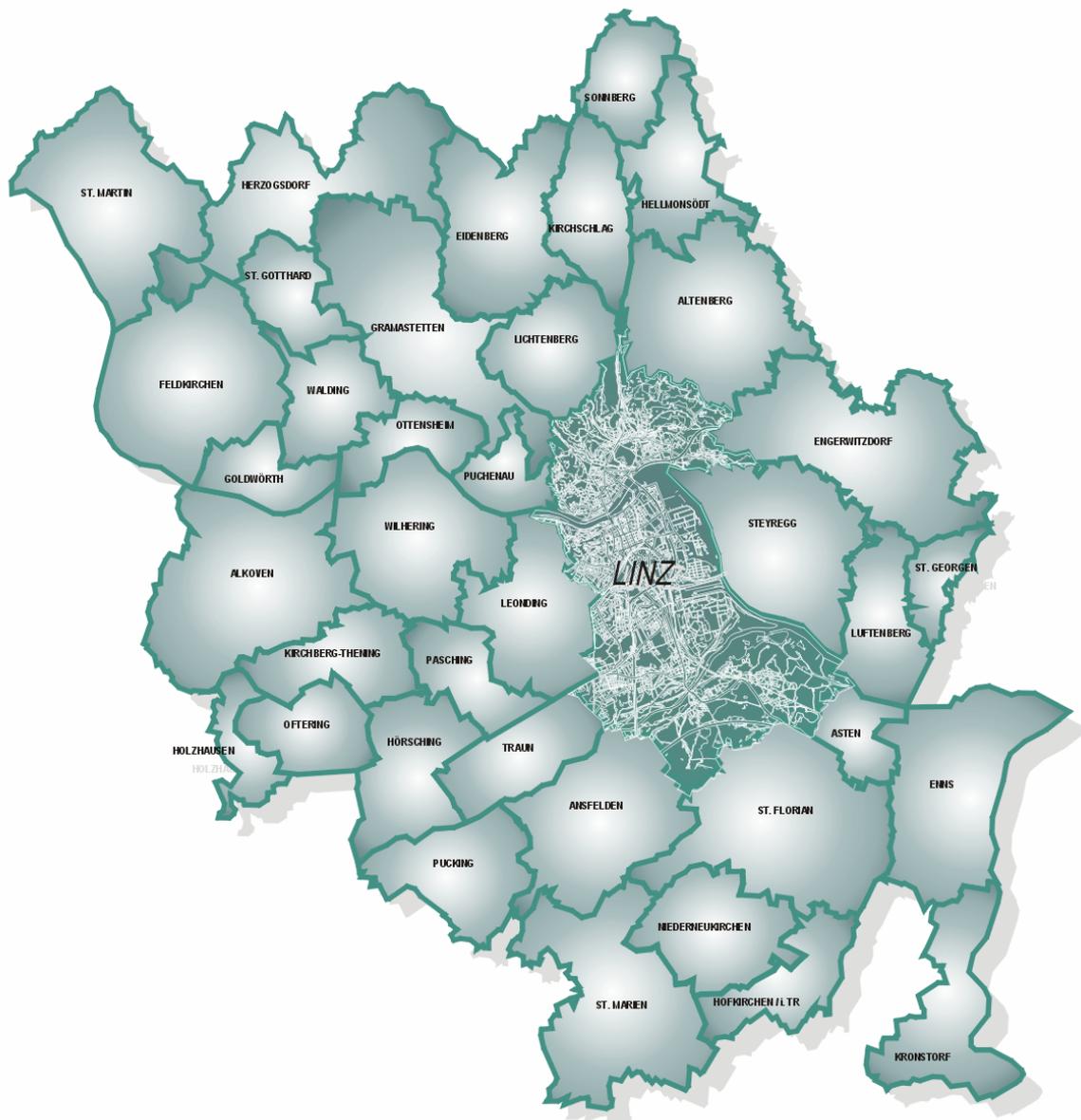


Abbildung 1: Einzugsgebiet der RKL Linz-Asten

Insgesamt weist das Einzugsgebiet der RKL Linz-Asten eine Größe von 900 km<sup>2</sup> auf, wobei 96 km<sup>2</sup> auf Linz entfallen. Das Linzer Kanalnetz hat eine Länge von 553 km. An insgesamt 24 Stellen erfolgen Einleitungen aus den Nachbargemeinden in die Linzer Kanalisation zur Weiterleitung auf die RKL Linz-Asten.

In Linz selbst wird an 6 Stellen Mischwasser entlastet ( RÜB – Plesching, RÜ-HSM, RÜ-FUE, RÜB - Lunzerstraße, RÜB - Weikerlsee und RÜ-RKL – siehe Abbildung 2 ). Die Entlastungen erfolgen dabei in die Donau, Traun und in den Donaualtarm „Mitterwasser“. Wobei das Mitterwasser als sehr schwach Wasser führendes Gewässer mit Abstand den empfindlichsten Vorfluter darstellt. Das mit Abstand größte RÜB Weikerlsee liegt am Zuleitungskanal zur RKL Linz-Asten in ca. 4,5 km Entfernung.

Tabelle 1: Kennwerte der Mischwasserentlastungen in Linz

	Volumen ( m <sup>3</sup> )	Drosselabfluss ( l/s )	Überlaufmenge ( m <sup>3</sup> /a ) *
RÜB-Plesching	7.500	800	134.000
RÜ Hauptsammler	0	15.000	155.500
RÜ Fuchselbach	0	25.000	33.300
RÜB Lunzerstr.	9.400		
RÜB Weikerlsee	54.000	7.000 – 8.800	1.106.000
RÜ RKL	0	4.400	3.093.000

\* 1.4.2001 bis 31.3.2002

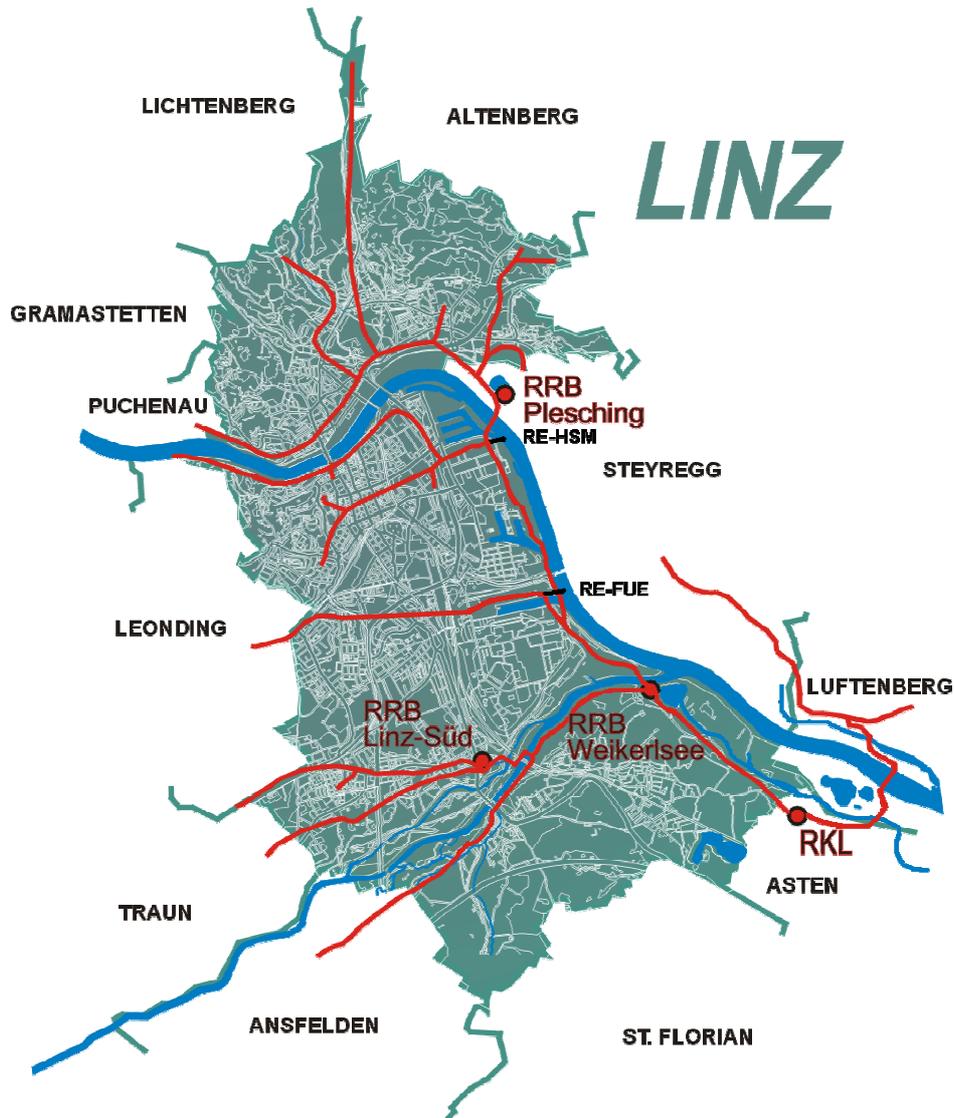


Abbildung 2: Hauptsammler, RÜB und RÜ im Linzer Kanalnetz.

### 1.3 Abschätzung des Weiterleitungsgrades

Im Rahmen einer Studie der TU - Wien, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft ( Kroiß et.al., 2002 ) wurde für eine erste Abschätzung des Weiterleitungsgrades im Sinne des Entwurfes der AEV Mischwasser ( Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft) in einer sehr vereinfachten Form eine Kontinuumssimulation für Linz und die 39 Umlandgemeinden durchgeführt. Vor allem für die Umlandgemeinden mußten viele

Annahmen getroffen werden, da die notwendigen Informationen über alle diese Kanalisationen ( es handelt sich um kein Verbandsnetz !) nicht vorlagen. So wurde für die Simulation eine undurchlässige Fläche von 3000 ha, 1000 davon in den Umlandgemeinden, angenommen. Das Speichervolumen im Linzer Kanalnetz wurde mit 75.000 m<sup>3</sup> angesetzt und eine Niederschlagsreihe mit einem Jahresniederschlag von 875 mm ( Im Auswertzeitraum 1.4.2001 bis 31.3.2002 betrug der Jahresniederschlag 859 mm) verwendet.

Mit diesen Annahmen lag die simulierte Jahresniederschlagsabflußmenge bei 18,7 Mio.m<sup>3</sup>. Davon werden 12,6 Mio.m<sup>3</sup> biologisch gereinigt, 3,6 Mio.m<sup>3</sup> werden über den RÜ auf der RKL Linz-Asten entlastet, 1,0 Mio.m<sup>3</sup> bei Regenentlastungen im Stadtgebiet und 1,4 Mio.m<sup>3</sup> in den Umlandgemeinden. Die mit diesen Annahmen errechneten Abflussmengen und Entlastungsmengen stimmen relativ gut mit den in Linz gemessenen Werten überein. Zusammengefaßt werden 6 Mio.m<sup>3</sup> entlastet, somit würde der Wirkungsgrad der Weiterleitung 68 % betragen und die Anforderungen der AEV Mischwasser für Linz ( 55 % ) überschreiten. Ebenso geht man in der Studie davon aus, daß auch der geforderte Mindestwirkungsgrad ( 50 % ) für abfiltrierbare Stoffe bereits jetzt erreicht wird.

#### **1.4 Einleitung der drei maßgeblichen Industrieunternehmen in das Linzer Kanalnetz**

Erwähnenswert im Zusammenhang mit dem Mischwasserbetrieb der RKL Linz-Asten ist, daß es für drei der großen Indirekteinleiter spezielle Einleitesituationen in die Anlagen der LINZ AG – Abwasser gibt.

So leitet die VA-Stahl – Kokerei immer und die Nettingsdorfer Papier Fabrik im Mischwasserfall ihre Abwässer direkt in die biologische Stufe ein. Sie werden also auch im Mischwasserfall zu 100 % biologisch gereinigt. Der dritte große Industrieinleiter, die DSM – Fine Chemicals leitet direkt in das Linzer Kanalnetz ein. Die DSM-FC betreibt eine eigene biologische Vorreinigungsanlage. Aus dieser Anlage werden das biologisch (vor)gereinigte Abwasser und der Überschussschlamm in die Kanalisation der LINZ AG - Abwasser eingeleitet. Im Mischwasserfall wird ab bestimmten Wasserständen im Kanal am RÜB – Weikerlsee die Überschussschlammableitung aus der Vorreinigungsanlage der

DSM-FC eingestellt. Damit soll der Austrag in die Vorfluter – sei es über den RÜ nach der Vorklärung auf der RKL in die Donau oder in Extremfällen über den RÜB Überlauf direkt in das Mitterwasser - möglichst minimiert wird.

## **2 Betriebsziele Zulaufpumpwerk RKL Linz-Asten**

### **2.1 Allgemein**

Das Zulaufpumpwerk besteht aus vier Schneckenpumpen mit einer Nennförderleistung von je 2,2 m<sup>3</sup>/s. Die durchschnittliche Förderhöhe beträgt 4,0 m. Eine Mengenregulierung war bislang nur über das manuelle Zu- und Abschalten einzelner Pumpen möglich.

Bis zur Anpassung an den Stand der Technik wurde das Zulaufpumpwerk von dem rund um die Uhr anwesenden Schichtpersonal betrieben. Je nach Bedarf wurden einzelne Schneckenpumpen zu und weg geschaltet. Als Betriebsvorgabe galt es das anfallende Ab(Misch)wasser direkt abzuarbeiten. Wobei als einzig definiertes Betriebsziel die Minimierung der Mischwasserentlastungen in das Mitterwasser vorgegeben war.

Im Zuge der Anpassung an den Stand der Technik wurden folgende Betriebsziele für die Zulaufpumpwerkssteuerung formuliert ( die Reihenfolge gibt auch die Hierarchie der einzelnen Ziele wieder):

- Minimierung von Mischwasserentlastungen in das Mitterwasser
- Vermeidung von Stoßbelastungen ( hydraulisch, Schmutzfrachten )
- Nutzung des Speichervolumens des Zuleitungskanals bei schwächeren Mischwasserereignissen (  $Q_{\max} < 6 \text{ m}^3/\text{s}$  )
- Vergleichmäßigung des Trockenwetterzulaufes ( Tagesausgleich )

## 2.2 Minimierung von Mischwasserentlastungen in das Mitterwasser

Das Mitterwasser als Donaualtarm und rechtsufriges Begleitgewässer des Donaustaus Abwinden/Asten dient als Vorflut für kleine Gewässer zwischen der Traun und dem Unterwasser des KW Abwinden/Asten. Es reguliert dadurch die GW-Stände im Bereich Ebelsberg, Pichling, Raffelstetten. Bis zur Einmündung des Ipfbaches auf Höhe Kläranlage ist das Mitterwasser fast vollständig GW - gespeist und weist daher eine dementsprechend geringe mittlere Wasserführung von 2,0 bis 2,5 m<sup>3</sup>/s auf. In diesen Bereich des Mitterwassers entlastet auch das RÜB Weikerlsee.

Das RÜB Weikerlsee liegt im Nebenschluß. Es besteht aus drei in Serie durchflossenen Becken. Bei Vollfüllung wird mit max. 18 m<sup>3</sup>/s in das Mitterwasser entlastet und maximal bis zu 8,8 m<sup>3</sup>/s werden zur Kläranlage weitergeleitet.

Aus dem Verhältnis Abfluß Mitterwasser zu Entlastungsmenge ist ersichtlich, daß sich durch solche Entlastungen mitunter eine starke Belastung des Mitterwasser ergibt. Aufgrund der Sensibilität des Mitterwassers folgt das erste Betriebsziel der Minimierung der Mischwasserentlastungen in das Mitterwasser.

## 2.3 Vermeidung von Stoßbelastungen in der RKL Linz-Asten

Eines der Betriebsprobleme in der Vergangenheit bestand darin, daß es durch das Zuschalten von einzelnen Schneckenpumpen zu starken Stoßbelastungen ( + 2,2 m<sup>3</sup>/s ) kam. Das führte in der Vergangenheit vor allem bei der Inbetriebnahme einer zweiten Schneckenpumpe zu massiven Stoßbelastungen, die in die biologische Stufe durchschlugen und den damit verbundenen ungünstigen Betriebsfolgen, wie Schlammabtrieb aus den NK etc.

Das Zuschalten weiterer Schneckenpumpen wirkt sich hingegen auf den Betrieb der Biologie nur mehr wenig aus, da der maximale Zufluß zur Biologie mit 4,8 m<sup>3</sup>/s ( 2 Schnecken ) begrenzt ist und der Sprung von 2 Schneckenpumpen mit 4,4 m<sup>3</sup>/s auf 3 Schneckenpumpen mit insgesamt 6,6 m<sup>3</sup>/s daher nur mehr zu einem geringen Teil den Zulauf zur Biologie erhöht. Die darüber hinausgehenden Mischwassermengen werden nach der mechanischen Reinigung über den RÜ nach der Vorklärung mit maximal 4 m<sup>3</sup>/s abgeschlagen.

## **2.4 Nutzung des Speichervolumens des Zuleitungskanals bei schwächeren Mischwasserereignissen ( $Q_{max} < 6 \text{ m}^3/\text{s}$ )**

Bei schwächeren Mischwasserereignissen mit kurzer Dauer und maximalen Spitzenabflüssen bis zu 5.000 - 6.000 l/s soll durch eine Zwischenspeicherung im Zulaufkanal eine Kappung von Abflußspitzen erreicht werden. Es soll daher möglichst lange bzw. nur mit 2 Schneckenpumpen (  $4,4 \text{ m}^3/\text{s}$  ) und daher möglichst ohne Abwurf über den RÜ ( bei  $> 4,8 \text{ m}^3/\text{s}$  ) gefahren werden. Durch diese Maßnahme soll die Häufigkeit des Anspringens des RÜ auf der RKL reduziert werden. Vor allem deshalb, da bei diesen schwächeren Mischwasserereignisse aufgrund der geringen Verdünnung relativ hohe Konzentrationen und damit Frachten über den RÜ auf der RKL Linz-Asten entlastet werden.

## **2.5 Vergleichmäßigung des Trockenwetterzulaufes ( Tagesausgleich )**

Im Trockenwetterfall werden im Durchschnitt ca.  $140.000 \text{ m}^3/\text{d}$  oder  $1.620 \text{ l/s}$  Zulauf abgearbeitet. Dieser mittlere Trockenwetterzulauf liegt damit deutlich unter der maximalen Förderleistung einer Zulaufschneckenpumpe von  $2.200 \text{ l/s}$ . Über die neue Zulaufsteuerung soll eine Vergleichmäßigung des Zulaufes und damit der Frachten im Trockenwetterfall erreicht werden.

# **3 Beschreibung der Zulaufsteuerung**

## **3.1 Das hydraulische System der Regionalkläranlage Linz-Asten**

Wie schon erwähnt, werden bis zu max.  $18 \text{ m}^3/\text{s}$  über das RÜB Weikerlsee in das Mitterwasser entlastet. Die verbleibenden  $8,8 \text{ m}^3/\text{s}$  werden zur Kläranlage abgeleitet und durch das Zulaufbauwerk dem Schneckenpumpwerk zugeführt. Sobald das Schneckenpumpwerk steht, springt der Notüberlauf im Zulaufbauwerk an und das Abwasser fließt weiter über den Umgehungskanal zum Vorfluter Donau.

Durch das Schneckenpumpwerk wird das Abwasser in die mechanische Stufe gehoben. Nach den Vorklärbecken erfolgt ein Abwurf von  $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$  mechanisch gereinigten Abwassers über das Mischwasserüberlaufbauwerk, so daß schließlich  $4,8 \text{ m}^3/\text{s}$  der biologischen Stufe zugeführt werden. Im Mischwasserüberlaufbauwerk sind zwei mit Regelantrieben ausgestattete Klappwehre installiert, welche mit der Zulaufmessung zur Biologie einen Regelkreis bilden und bei Überschreiten von  $4,8 \text{ m}^3/\text{s}$  für eine konstante Beschickung der Biologie sorgen. Das abgeworfene Mischwasser wird genau so wie der Ablauf der Biologie wieder in den Umgehungskanal eingeleitet und zur Donau abgeführt.

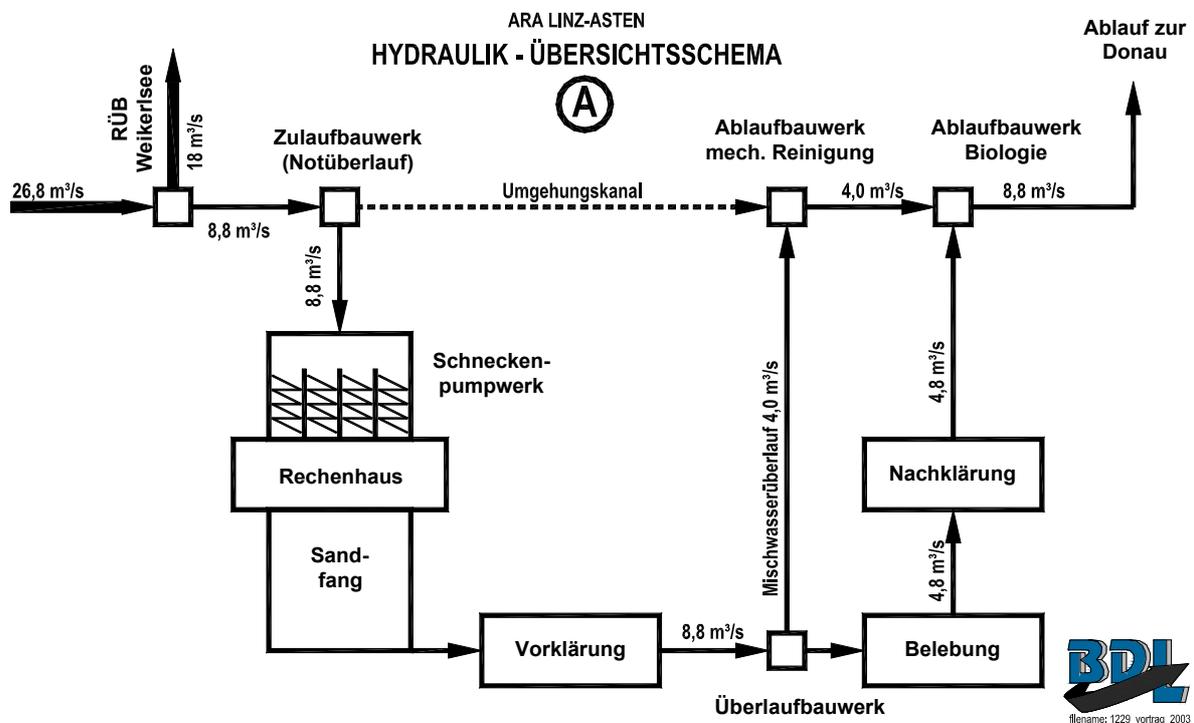


Abbildung 3: Hydraulisches Übersichtsschema der RKL Linz-Asten

### 3.2 Grundlagen der Zulaufsteuerung

Die Vorgaben für die Zulaufsteuerung waren:

- Minimierung von Mischwasserentlastungen in das Mitterwasser
- Vermeidung von Stoßbelastungen in der RKL ( hydraulisch, Schmutzfrachten )
- Nutzung des Speichervolumens des Zuleitungskanals bei schwächeren Mischwasserereignissen (  $Q_{\max} < 6 \text{ m}^3/\text{s}$  )
- Vergleichmäßigung des Trockenwetterzulaufes ( Tagesausgleich )

Die gestellten Anforderungen an die Pumpwerkssteuerung wurden über zwei Betriebsarten der Steuerung des Zulaufpumpwerkes realisiert.

Die Betriebsart 1 ermöglicht einen Trockenwettertagesausgleich und die Betriebsart 2 ermöglicht eine Minimierung der Entlastungen in das Mitterwasser bei gleichzeitigem Ausnutzen von Speichervolumen im Zulaufkanal. Die Steuerungen baut dabei konventionell auf Niveaumessungen im Pumpensumpf bzw. im Kanal vor dem RÜB Weikerlsee auf. Wobei zusätzlich eine Trenderkennung des Niveautrends am Regenüberlauf Weikerlsee, das Verhalten der Steuerung beeinflusst.

⇒ **Betriebsart 1:** Tageszeitabhängige Drehzahlsteuerung einer Pumpe, ohne daß bei normaler Tagesspitze eine 2. Pumpe dazugeschaltet wird (Tagesausgleich). Umschaltung zu Betriebsart 2 über Niveau Weikerlsee.

⇒ **Betriebsart 2:** Stufenschaltung der einzelnen Zulaufpumpen mit

- Dämpfung und
- Verzögerung in Abhängigkeit des Trends Weikerlsee

Zur Realisierung der Steuerung wurden von den insgesamt 4 Schneckenpumpen 2 mit Frequenzumformer und 2 mit Sanftanläufen ausgestattet.

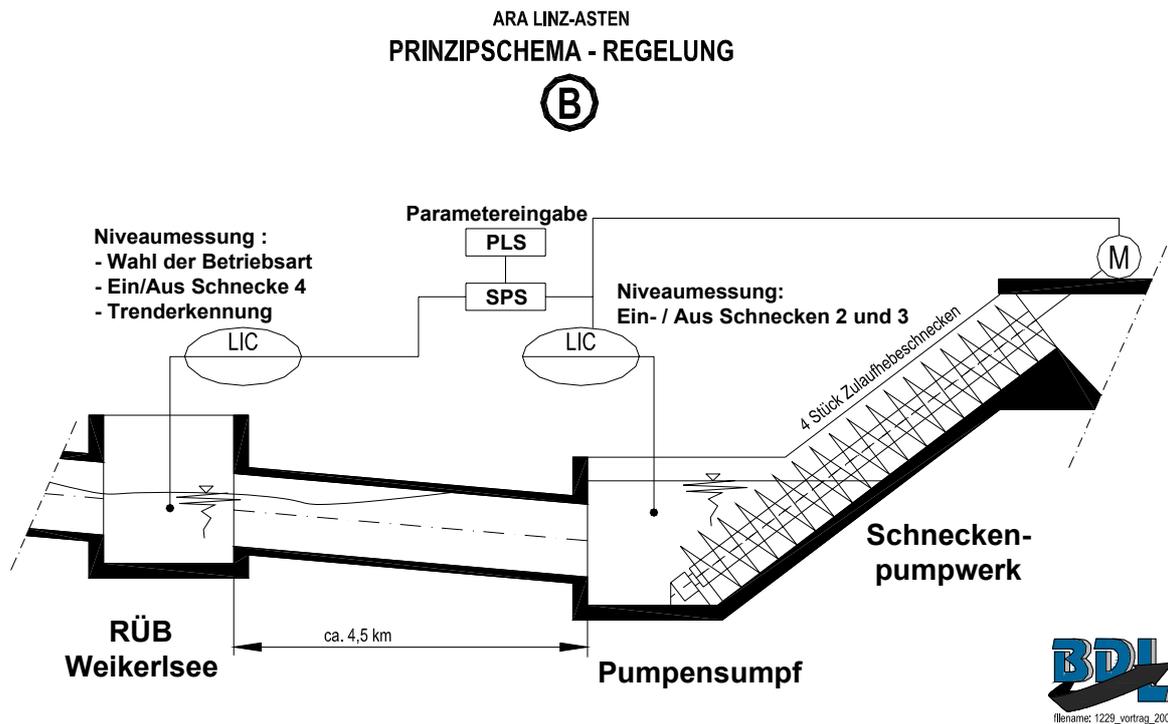


Abbildung 4: Hydraulik: Prinzipschema der Zulaufsteuerung

### 3.3 Betriebsart 1: Drehzahlsteuerung einer Schneckenpumpe bei Trockenwetter.

In der Betriebsart 1 wird nur mit einer Schneckenpumpe gefahren, deren Drehzahl anhand tageszeitabhängiger Vorgaben über das PLS gesteuert wird. Damit kann eine Optimierung in der Form vorgenommen werden, daß ein weitgehender Tagesausgleich bei Trockenwetter unter Nutzung des Speichervolumens im Zulaufkanal erreicht werden kann. Sobald die Niveaumessung beim Weikerlsee einen frei parametrierbaren Schwellwert überschreitet, wird auf die Betriebsart 2 umgeschaltet.

Der Tagesausgleich hat weitreichende positive Auswirkungen auf den Betrieb der gesamten Anlage, da letztendlich auch der Primärschlammabzug, die Beschickung der Faulanlage (Gaserzeugung), der Energiebedarf für die Belüftung der Belebungsbecken und die Rücklaufschlammförderung eine Vergleichmäßigung erfahren.

### **3.4 Betriebsart 2: Stufenschaltung bei Mischwasser**

#### Stufenschaltung:

In dieser Betriebsart erfolgt die Zu- oder Abschaltung der 2 und 3. Schneckenpumpe in Abhängigkeit des Niveaus im Pumpensumpf und der 4. Schneckenpumpe in Abhängigkeit vom Niveau im Kanal beim RÜB Weikerlsee. Zusätzlich können in Abhängigkeit des Niveautrends am Weikerlsee, Dämpfungs- und Verzögerungszeiten vorgegeben werden.

Im Pumpensumpf können 4 und im Kanal vor dem RÜB 2 frei parametrierbare Ein- und Ausschalt-niveaus definiert werden, nach welchen die Pumpen nacheinander dazu und weg geschaltet werden, wobei immer zumindest 1 Pumpe läuft. Sobald bei Betrieb von nur 1 Pumpe ein Schaltniveau beim Weikerlsee unterschritten wird, erfolgt die Umschaltung auf Betriebsart 1.

Um ein möglichst gleichmäßiges Steigern der Zulaufmenge zu erreichen erfolgt die Stufenschaltung wie folgt.:

- ⇒ Stufe 1: Die Grundlast wird mit 1 Pumpe bewerkstelligt, wobei die Pumpe je nach Betriebsart mit verschiedenen Frequenzen betrieben wird.
- ⇒ Stufe 2: Vor Dazuschalten der 2. Pumpe wird die 1. Pumpe auf Minstdrehzahl zurückgefahren.
- ⇒ Stufe 3: Vor Dazuschalten der 3. Pumpe wird die 1. Pumpe auf Minstdrehzahl zurückgefahren und danach werden die 1. u. 3. Pumpe nacheinander hochgefahren.
- ⇒ Stufe 4: Vor Dazuschalten der 4. Pumpe werden 2 Pumpen auf Minstdrehzahl zurückgefahren und dann diese 3 Pumpen nacheinander hochgefahren.

Die Niveaumessung beim Entlastungsbauwerk Weikerlsee wird mittels Trenderkennung zur Dämpfung und Verzögerung der Pumpwerkssteuerung herangezogen. Die Schneckenpumpen werden zwecks Laufzeitoptimierung nach ihren Betriebsstunden dazu geschaltet und weg geschaltet.

### Dämpfung:

Bei jeder Zuschaltung einer Schnecke erfolgt das Hochfahren von Mindestdrehzahl zu Maximaldrehzahl zeitlich gestreckt, indem eine Pausenzeit und ein Rampendauer abgearbeitete werden. Innerhalb der Pausenzeit verbleibt die betreffende Schnecke bei Mindestdrehzahl und fährt anschließend innerhalb der Rampenzeit linear hoch. Für die verschiedenen Stufen (2-4 Schnecken) können unterschiedliche Pausen- und Rampenzeiten vorgegeben werden.

### Verzögerung der Stufenschaltung:

Die Verzögerung bewirkt zusammen mit der Höhe der Schaltpunkte der Pumpwerkssteuerung, daß nicht sofort eine weitere Pumpe dazu geschaltet wird und insgesamt eine Vergleichmäßigung der Belastung über 24 h durch das Ausnützen der Speichermöglichkeit des Zulaufkanals erreicht werden soll.

In Abhängigkeit des Trends am Weikerlsee soll auf die Pumpwerkssteuerung so eingewirkt werden, daß bei Überschreiten eines Schaltniveaus die nächste Pumpe erst verzögert dazu geschaltet wird. Andererseits muß bei stark steigendem Trend aber gewährleistet sein, daß möglichst viel Abwasser in die Anlage gepumpt wird und die Entlastung Weikerlsee erst zum spätesten Zeitpunkt anspringt. Dazu wird der Niveautrend in 7 Klassen eingeteilt, welchen unterschiedliche Verzögerungszeiten zugeordnet werden können.

Die Trenderkennung erfolgt dabei über den aktuellen Mittelwert der letzten Minute und einen Ringspeicher der letzten Werte, wobei die Werteanzahl verstellbar werden kann. Ist der Trend bspw. schwach steigend, so erfolgt erst ein Dazuschalten nach Verzögerungszeit 2. Ändert sich die Trendstufe wird die Verzögerungszeit geändert, die bereits abgelaufene Verzögerungszeit angerechnet und die restliche Zeit korrigiert. Wird innerhalb der Verzögerungszeit der Schaltpunkt wieder unterschritten so erfolgt keine Schaltung und die Verzögerungszeit wird wieder auf Null zurückgesetzt.

## 4 Betriebsergebnisse

### 4.1 Trockenwetter – Tagesausgleich

Je nach Vorgabe des Betriebspersonals kann für den Trockenwetterbetrieb ein Tagesgang oder auch eine konstante, aber reduzierte Drehzahl einer Zulaufschneckenpumpe zum Tagesausgleich der Mengen eingegeben werden. Die gesteckten Ziele des Frachtausgleiches werden damit erreicht. Probleme mit verstärkten Ablagerungen bei dieser Betriebsweise wurden noch nicht festgestellt.

### 4.2 Mischwasserbetrieb

Die Freigabe des Mischwasserbetriebes ( Betriebsweise 2 ) erfolgt, wenn im Kanal beim RÜB Weikerlsee die Normalabflußhöhe für  $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$  - was der Förderleistung einer Zulaufschneckenpumpe entspricht - überschritten wird.

Im Mischwasserbetrieb ( Betriebsart 2 ) wird zur Schneckensteuerung vorerst das Niveau im Pumpensumpf herangezogen. Schwache Mischwasserereignisse mit Spitzenabflüssen unter  $4,4 \text{ m}^3/\text{s}$  werden möglichst direkt abgearbeitet, um Stauraumvolumen für eventuell etwas stärkere Mischwasserereignisse (  $5,0 - 6,0 \text{ m}^3/\text{s}$  ) frei zu halten. Um dabei die Stoßbelastung für die biologische Stufe möglichst gering zu halten, wird nach einer Verzögerungszeit mit einer Rampendauer von 2 bis 4 Stunden auf die volle Förderleistung geregelt, was sich hinsichtlich Stoßbelastung gut bewährt. Da es sich jedoch um eine niveaugeführte Pumpensteuerung handelt, kann es bei bestimmten Ereignissen zu einem mehrmaligen Zu- und Abschalten der zweiten Pumpe innerhalb eines Tages kommen, was bei diesen Belastungsfällen nicht den gewünschten Effekt des Frachtausgleiches über den Tag bewirkt.

Um die Häufigkeit des Anspringens einer 3. Schneckenpumpe und des damit einher gehenden Anspringens des RÜ auf der RKL zu reduzieren, wurde das Einschaltniveau für die 3. Schneckenpumpe im Zulaufpumpschacht so hoch gelegt, daß der Zulaufkanal im Bereich der Kläranlage bereits unter Druck geht und somit das Stauraumvolumen des Zulaufkanals möglichst gut ausgenutzt wird. Mit der Wahl des Einschaltniveaus der dritten Schneckenpumpe erfolgt ein Rückstau im Zulaufkanal über das RÜB Weikerlsee hinaus in die großen dort ankommende Kanalprofile ( 160 m mit  $7,0/3,8 \text{ m}$ , 1000 m mit  $480/530 \text{ m}$  ).

Es wird versucht, das Ziel der Minimierung der Entlastungen in das Mitterwasser durch das Inbetriebnehmen aller vier Schneckenpumpen schon vor dem Anspringen des Überlaufes in das erste Becken des RÜB Weikerlsee zu erreichen. Damit soll immer möglichst viel Beckenvolumen des RÜB für ev. starke Mischwasserereignisse zur Verfügung stehen. Es wird damit die Mischwasserentlastung bewußt zur Kläranlage und zur wesentlich unempfindlicheren Donau verlagert. Wie eingangs erwähnt werden die Gesamtemissionen dadurch nicht minimiert, es wird jedoch ein empfindliches Gewässer entlastet.

### **4.3 Ausgewählte Beispiele**

Nachfolgend werden zwei Mischwasserereignisse in Form der Wasserstände in der Kanalisation, der Wassermengen und der online - Messungen für  $\text{NH}_4\text{-N}$ ,  $\text{NO}_3\text{-N}$  und der Temperatur im Ablauf der biologischen Stufe, sowie Frachtauswertungen und die daraus errechnete Wirkungsgrade dargestellt.

Bei einem starken Ereignis im November 2002 kommt es zu einem Überlaufen in das Mitterwasser. Ein schwächeres Ereignis im Dezember 2002 führte zu einem kurzfristigen Überlaufen in das RÜB Weikerlsee, jedoch zu keinen in das Mitterwasser.

11. und 12.11.2002

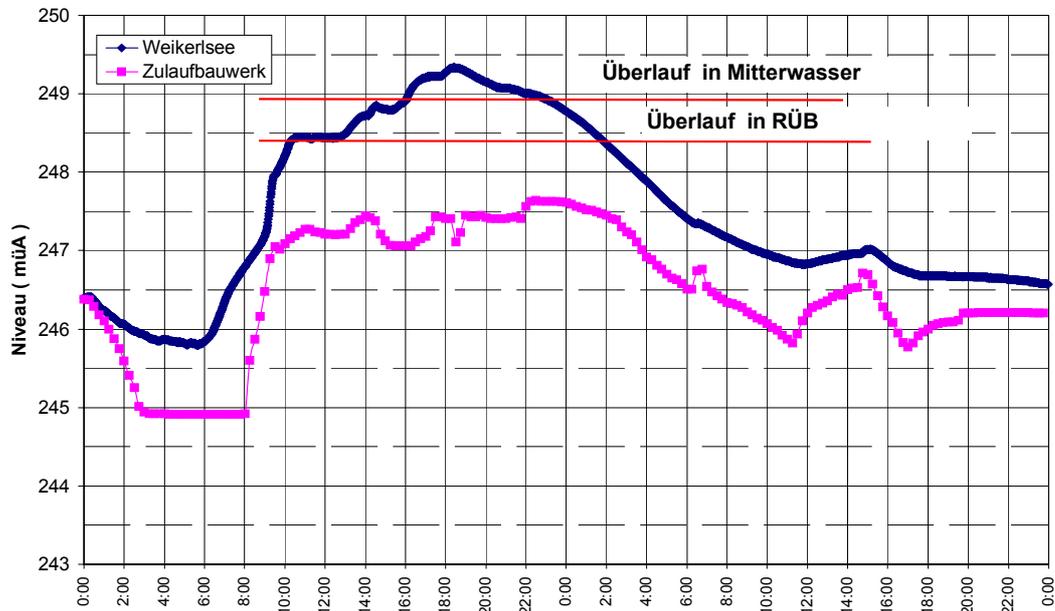


Abbildung 5: Niveaus im Kanal RÜB Weikersee und im Zulaufpumpwerk RKL für den Zeitraum 11.11. bis 12.11.

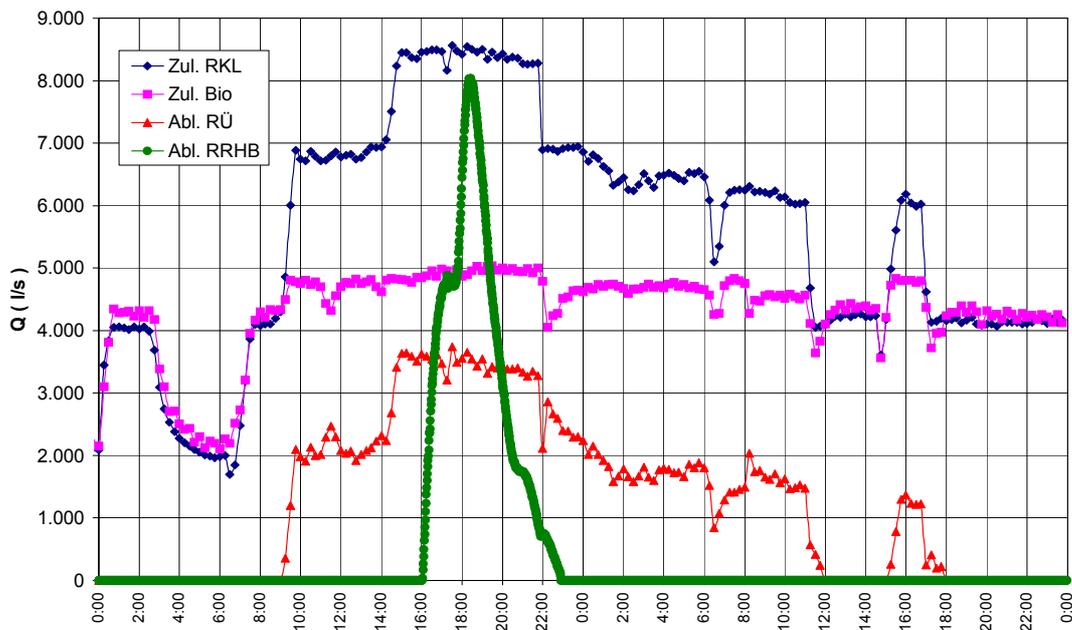


Abbildung 6: Durch die RKL Linz-Asten genommene Abwassermengen für den Zeitraum 11.11. bis 12.11.2002.

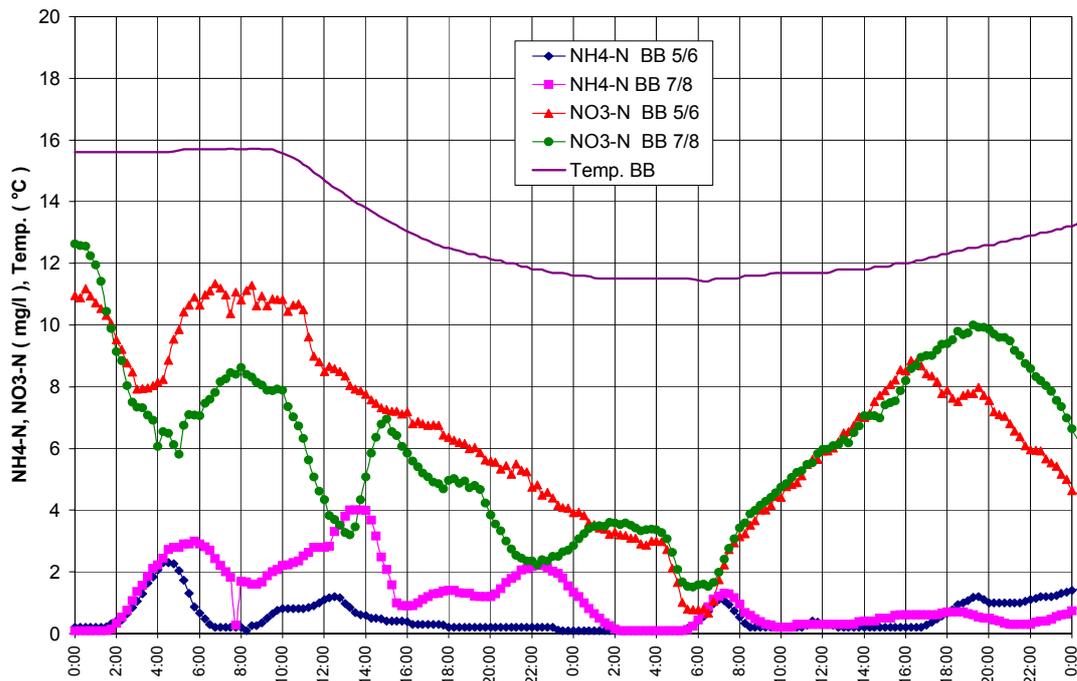


Abbildung 7: Online – Messungen für  $\text{NH}_4\text{-N}$ ,  $\text{NO}_3\text{-N}$  und Temperatur im Ablauf Belebungsbecken – Zulauf Nachklärung für den Zeitraum 11.11. bis 12.11.2002.

Aus dem Verlauf der Wassermengen zwischen 06:00 Uhr und 12:00 Uhr ist erkennbar, daß die einzelnen Schneckenpumpen rasch und ohne große Verzögerungs- und Rampendauer zugeschaltet wurden. Diese schnelle Mengenerhöhung leitete sich aus dem stark steigenden Trend des Niveaus im Kanal vor dem RÜB – Weikerlsee ab, und wurde durch die Steuerung dementsprechend in kurze Verzögerungszeiten und Rampendauern umgesetzt. Bei diesem Ereignis wurde die vierte Schneckenpumpe entsprechend der Vorgaben bereits vor dem Überlauf in das RÜB-Weikerlsee in Betrieb genommen. Zu diesem Zeitpunkt war die maximale Zulaufmenge zur RKL aus betrieblichen Gründen mit ca. 7.000 l/s vorgegeben. Nachdem der Mischwasseranfall so massiv war und sich das RÜB Weikerlsee rasch füllte, griff das Betriebspersonal ( ca. 14:20 Uhr ) in die laufende Pumpwerkssteuerung ein und erhöhte auf die maximale Förderleistung von 8.800 l/s. Ab 16:00 Uhr des 11.11.2002 kam es aufgrund des anhaltenden Ereignisses für die Dauer von fast 7 Stunden zum Überlaufen in das Mitterwasser. Im Maximum wurden dabei 8.000 l/s abgeleitet. Auf der Kläranlage selbst kam es für über 24 Stunden zu einem Mischwasserabwurf nach der Vor-

klärung. Bei maximaler hydraulischer Belastung beträgt bei 13.800 m<sup>3</sup> Vorklärbecken volumen die Aufenthaltszeit ca. 26 Minuten.

An den online Messungen für Ammonium im Ablauf der biologischen Stufe ist der Frachtanstieg zu Beginn des Ereignisses und an der Temperaturmessung im Belebungsbecken der Abfall über das Ereignis erkennbar. Durch die Sauerstoffzufuhrregelung wurde die Konzentration an Ammonium durchgängig gesichert unter 5 mg/l gehalten. Am Verlauf des Nitrates wird die Verdünnung der Konzentrationen über den Verlauf des Ereignisses deutlich. Insgesamt wurde dieses Ereignis von der biologischen Stufe sehr gut bewältigt.

Im Zeitraum 11.11. und 12.11.2002 wurden insgesamt 961.868 m<sup>3</sup> Abwasser in die Kläranlage genommen. Davon wurden 224.774 m<sup>3</sup> mechanisch und 747.632 m<sup>3</sup> biologisch gereinigt. Über das RÜB Weikerlsee wurden 85.085 m<sup>3</sup> in das Mitterwasser abgeleitet. Aufgrund der relativ geringen Abwasserkonzentrationen im Mischwasser und der jahreszeitlich bedingten günstigen Verhältnisse im Mitterwasser ( geringe Temperaturen ) kam es bei diesem Ereignis zu keinen offensichtlichen Beeinträchtigungen des Mitterwassers.

Tabelle 2: Gesamtstickstofffrachten und Wirkungsgrade für die RKL für die Tage 11. bis 13.11.2002.

Datum	Ges.N	Ges.N	Ges.N	Ges.N	Ges.N	eta N	eta N	Temp
	Zul. RKL	Abl. RÜ	Zul. VA	Zul. Biol.	Abl. Biol.	Biol.	RKL	BB
	( to /d )	( to /d )	( to /d )	( to /d )	( to /d )	( % )	( % )	( °C )
11.11.	6,09	0,94	0,25	6,22	2,97	52	38	13,5
12.11.	5,53	0,64	0,25	6,04	1,07	82	70	12,4
13.11.	7,80	0,00	0,25	8,85	2,97	66	62	14,4

Die Stickstoffentfernung für den hauptsächlich vom Mischwasser beeinflussten 11.11.2002 betrug 38 % für die gesamte Kläranlage und 52 % für die biologische Stufe. Durch das Mischwasserereignis kam es zu einem Temperaturabfall

von ca. 14 °C um 2 °C auf ca. 12 °C. Interessanter Weise betrug für den nachfolgenden 12.11.2002 die Stickstoffentfernung 70 resp. 82 %.

Tabelle 3: Konzentrationen im Ablauf RÜ, Ablauf Biologie und Ablauf Gesamtanlage für die Tage 11. bis 13.11.2002.

Datum	CSB	CSB	CSB	BSB <sub>5</sub>	BSB <sub>5</sub>	BSB <sub>5</sub>	NH <sub>4</sub> -N	NH <sub>4</sub> -N	NH <sub>4</sub> -N
	Abl. RÜ	Abl. Biol.	Abl. RKL	Abl. RÜ	Abl. Biol.	Abl. RKL	Abl RÜ	Abl. Biol.	Abl. RKL
	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )	( mg/l )
11.11.	66,0	25,0	31,0	20,0	3,0	6,0	8,2	1,0	3,2
12.11.	40,0	22,0	24,0	17,0	3,0	5,0	8,4	0,7	1,9
13.11.	0,0	29,0	29,0		2,0	2,0	0,0	0,8	0,8

In der Tabelle 3 sind die Ablaufkonzentrationen für den RÜ auf der RKL, der Biologie und für die Gesamtanlage angeführt. Die Konzentration für Ammonium lag für den Ablauf RÜ bei 8,0 mg/l und für die Biologie unter 1,0 mg/l, was Gesamtablaufkonzentrationen für Ammonium von immer noch deutlich unter 5,0 mg/l ergibt. Die angeführten Konzentrationen im Ablauf RÜ können der Höhe nach auch für den Überlauf des RÜB in das Mitterwasser angesetzt werden. Aufgrund der höheren Aufenthaltszeit im RÜB Weikerlsee werden die Konzentrationen für CSB und BSB<sub>5</sub> vermutlich noch geringer gewesen sein.

## 22. und 23.12.2002

Das Ereignis vom 22. auf 23. Dez. 2002 führte zu einem kurzfristigen Überlaufen in das RÜB Weikerlsee aber zu keinem Überlaufen in das Mitterwasser.

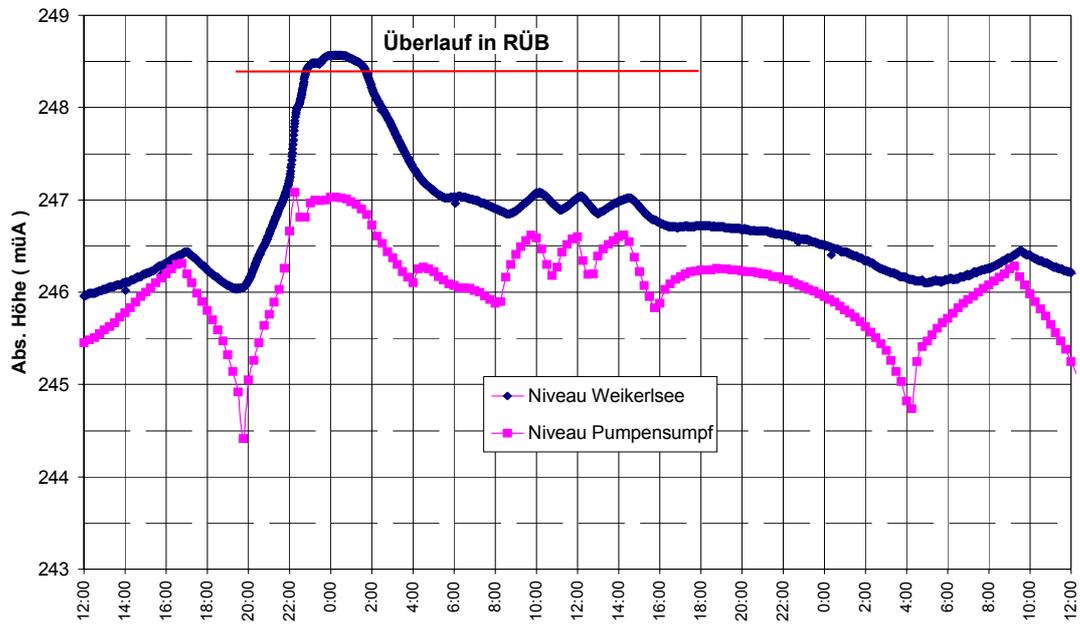


Abbildung 8: Niveaus im Kanal RÜB Weikerlsee und im Zulaufpumpwerk RKL für den Zeitraum 22.12. 12:00 Uhr bis 24.12. 2002, 12:00 Uhr.

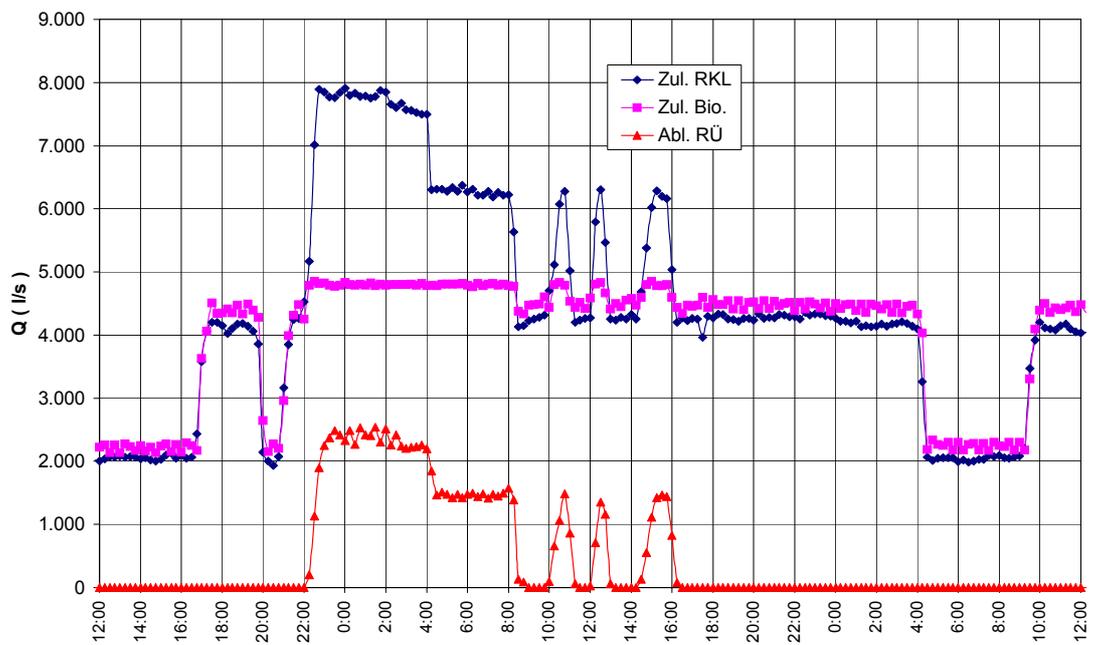


Abbildung 9: Durch die RKL Linz-Asten genommene Abwassermengen für den Zeitraum 22.12. 12:00 Uhr bis 24.12.2002, 12:00 Uhr.

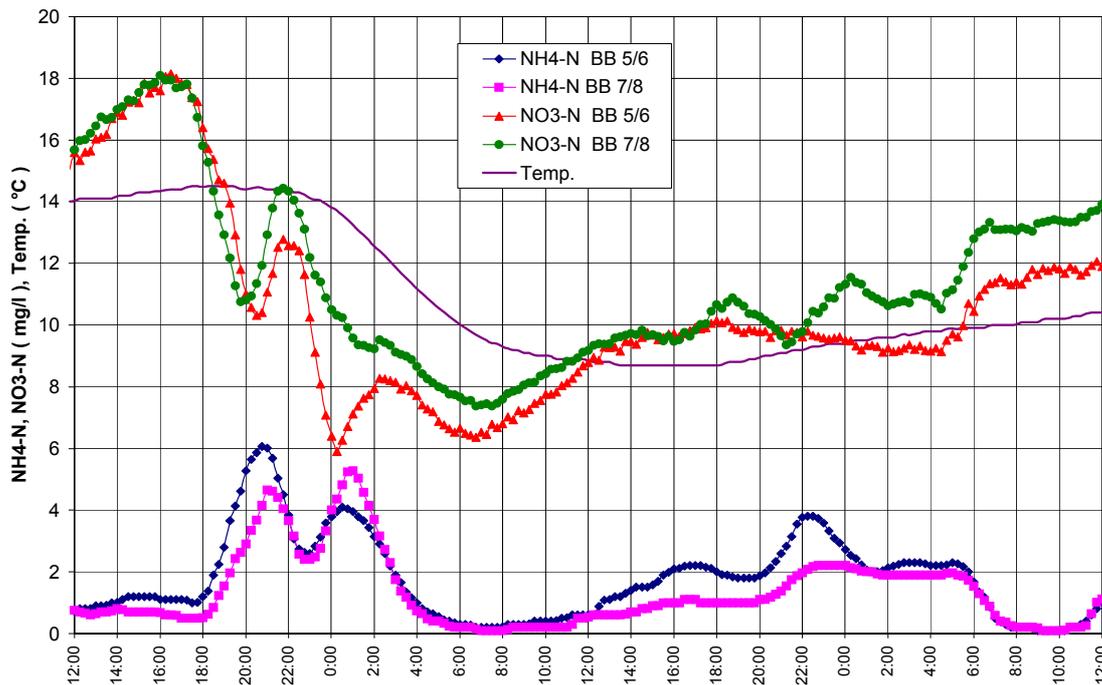


Abbildung 10: Online – Messungen für  $\text{NH}_4\text{-N}$ ,  $\text{NO}_3\text{-N}$  und Temperatur im Ablauf Belebungsbecken – Zulauf Nachklärung für den Zeitraum 22.12. 12:00 Uhr bis 24.12.2002, 12:00 Uhr.

Auch bei diesem Ereignis wurde die vierte Schneckenpumpe bereits vor dem Überlauf in das RÜB in Betrieb genommen. Zu diesem Zeitpunkt war die maximale Zulaufmenge zur RKL aus betrieblichen Gründen mit ca. 8.000 l/s vorgegeben. Nachdem der maximal Abfluß dieses Ereignisses offensichtlich höher war, kam es zwischen 22:45 Uhr und 01:15 Uhr zu dem Überlaufen in das RÜB. Um ca. 04:00 Uhr wurde von der Steuerung die vierte Schneckenpumpe und kurz nach 08:00 Uhr wurde eine dritte Schneckenpumpe wieder außer Betrieb genommen. In den nachfolgenden 8 Stunden wurde allerdings immer wieder eine dritte Schneckenpumpe zugeschaltet, was zu kurzfristigen Mischwasserabwürfen über dem RÜ nach der VK führte. Dieses mehrmalige Zu- Abschalten einer dritten Schneckenpumpe kommt durch die ausgeführte Niveausteuern zustande, die wie bereits ausgeführt keine konstant Niveauregelung darstellt.

Während dieses Ereignisses kam es zusätzlich noch zu einem deutlichen Rückgang der Abwassertemperaturen von 14 °C auf 9-10 °C. Trotz dieses Temperaturrückganges wurde von der biologischen Stufe die Stoßbelastung zu Beginn des Ereignisses gut abgefangen. Es kam nur kurzfristig zu etwas höheren Ammoniumkonzentrationen von 4 bis 6 mg/l. Am Verlauf der Nitratkonzentrationen ist wiederum die generelle Abnahme der Konzentrationen aufgrund der Verdünnung abzulesen. Wie zu erwarten war die Verdünnung bei diesem Ereignis nicht so stark wie beim ersten ausgeführten Mischwasserereignis vom Nov. 2002.

Im Zeitraum 22.12. 12:00 Uhr und 24.12.2002, 12:00 Uhr wurden insgesamt 765.171 m<sup>3</sup> Abwasser in die Kläranlage genommen. Davon wurden 83.419 m<sup>3</sup> mechanisch und 696.395 m<sup>3</sup> biologisch gereinigt. Es ist dabei zu beachten, daß im Zulauf Biologie noch ca. 8.000 m<sup>3</sup> Abwasser aus direkt einleitenden Industriebetrieben ( Zul. VA ) beinhaltet sind.

In den nachfolgenden Tabellen sind die drei Tage vom 22.12. bis 24.12.2002 hinsichtlich der Schmutzfrachten und den daraus errechneten Wirkungsgraden sowie die Ablaufkonzentrationen an Ammonium dargestellt.

Tabelle 4: Gesamtstickstofffrachten und Wirkungsgrade für die RKL für die Tage 22. bis 24.12.2002.

Datum	Ges.N	Ges.N	Ges.N	Ges.N	Ges.N	eta N	eta N	Temp
	Zul. RKL	Abl. RÜ	Zul. VA	Zul. Biol.	Abl. Biol.	Biol.	RKL	BB
	( to /d )	( to /d )	( to /d )	( to /d )	( to /d )	( % )	( % )	( °C )
22.12.	7,25	0,34	0,52	8,25	4,39	46,8	39,2	14,0
23.12.	8,90	1,74	0,52	8,58	3,96	53,9	39,5	10,4
24.12.	8,09	0,00	0,52	9,38	4,84	48,5	43,3	10,0

Tabelle 5: Ammoniumkonzentrationen im Ablauf Biologie und Ablauf Gesamtanlage für die Tage 22. bis 24.12.2002.

Datum	NH <sub>4</sub> -N	NH <sub>4</sub> -N
	Abl. Biol.	Abl. RKL
	( mg/l )	( mg/l )
22.12.	1,9	2,3
23.12.	0,7	1,0
24.12.	1,8	1,8

Bemerkenswert ist , daß für dieses Ereignis die Ammoniumkonzentrationen im Ablauf Biologie, aber auch im gesamten RKL Ablauf in der Tagesmischprobe deutlich unter 5 mg/l liegen. Der Wirkungsgrad für die Stickstoffentfernung der gesamten Kläranlage für diese drei Tage lag bei ca. 40 %, für die biologische Stufe alleine bei ca. 50 %. Zu berücksichtigen sind dabei die für diese Tage unter 12 °C gesunkenen Abwassertemperaturen.

## 5 Zusammenfassung

Die Regionalkläranlage der RKL Linz-Asten wurde in den Jahren 1999 bis 2002 an den Stand der Technik angepaßt. Im Zuge dieser Anpassung wurde auch das Zulaufpumpwerk mit einer automatischen Steuerung ausgerüstet. Als Betriebsziele für dieses Pumpwerk im Mischwasserfall wurde eine möglichst seltene Entlastung über das der RKL Linz-Asten vorgelagerte RÜB Weikerlsee in das empfindliche Mitterwasser, unter möglicher Ausnutzung des vorhandenen Zulaufkanalvolumens, sowie der Vermeidung von Stoßbelastungen durch das Zuschalten einzelner Schneckenpumpen vorgegeben. Ergänzend sollte noch ein Tagesausgleich im Trockenwetterfall erreicht werden.

Umgesetzt wurden diese Vorgaben durch eine Pumpwerkssteuerung mit zwei Betriebsarten, die auf Niveaumessungen im Zulaufpumpwerk wie auch im Kanal vor dem RÜB Weikerlsee aufbaut. Die bestehenden 4 Schneckenpumpen wurden mit 2 Frequenzumformern und 2 Sanftanläufen ausgerüstet.

Die Betriebsart 1 bewerkstelligt den Tagesausgleich im Trockenwetterfall durch eine ( frei wählbare ) Drehzahlsteuerung der Zulaufpumpe.

Übersteigt das Niveau im Kanal vor dem RÜB Weikerlsee einen gewissen Wert, so wird die Schneckensteuerung für den Mischwasserfall freigegeben. Diese Steuerung nimmt je nach Niveau im Zulaufpumpensumpf eine zweite und dritte Schneckenpumpe in Betrieb. Dabei wird versucht die Ein- und Ausschalt-niveaus so zu legen, daß möglichst nur mit max. 2 Schneckenpumpen gefahren wird. Damit wird erreicht, daß bei kleineren Mischwasserereignissen die Abflußspitze gekappt und dadurch eine Inbetriebnahme einer dritten Schneckenpumpe und damit ein Anspringen des RÜ nach der Vorklärung auf der RKL Linz-Asten möglichst verhindert wird.

Da die Pumpwerkssteuerung nur die Wasserstände im Kanal vor dem RÜB und im Zulaufpumpwerk und deren zeitliche Entwicklung ( Trend ) berücksichtigen kann, aber keinerlei Informationen über die Stärke des zu erwartenden Mischwasserereignisses ( Niederschlagsmessungen, andere Wasserstandsmessungen im vorgelagerten Kanalnetz etc. ) in die Steuerung eingehen, wird bei rasch und hoch ansteigenden Mischwasserereignissen die vierte Schneckenpumpe schon vor dem Anspringen des Überlaufes in das RÜB Weikerlsee in Betrieb genommen. Damit soll erreicht werden, daß immer möglichst viel Speichervolumen im RÜB Weikerlsee vorhanden ist, um eine möglichst seltenes Anspringen des RÜ im RÜB Weikerlsee in das Mitterwasser zu gewährleisten.

Es wird damit zur Zeit die Mischwasserentlastung bewußt zur Kläranlage und zur wesentlich unempfindlicheren Donau verlagert. Wie eingangs erwähnt werden die Gesamtemissionen dadurch nicht minimiert, es wird jedoch ein empfindliches Gewässer entlastet.

Zur Minimierung der Gesamtemissionen wird von der TU-Wien ( Kroiß et.al, 2002 ) vorgeschlagen, sowohl bei der RKL als auch beim RÜB Weikerlsee keine Entlastungen mehr durchzuführen, sondern durch gezielte Steuerung, die oberhalb des RÜB Weikerlsee verfügbaren Kanalvoluminas zu nutzen und über die Entlastung RÜ Hauptsammler Mitte und RÜ Fuchselbachkanal direkt in die Donau zu entlasten. Das gesamte System würde dann wie ein Stauraumkanal mit oben liegenden Entlastungen funktionieren. Nur bei hohen Donauwasserständen müßte wieder über den RÜ RKL oder RÜB Weikerlsee entlastet werden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die ausgeführte Zulaufpumpwerkssteuerung die an sie gestellten Anforderungen weitgehend erfüllt. Die Entlastungen in das Mitterwasser und über den RÜ auf der Kläranlage sind im Rahmen der gegebenen Möglichkeiten minimiert. Durch Details der Pumpwerkssteuerung ( Verzögerungszeiten und Anfahrtrampen ) werden die Stoßbelastungen für die biologische Stufe deutlich gedämpft. Bei gewissen Wassermengen kann es jedoch durch die gewählte Niveauregelung zu einem mehrmaligen Zu- und Abschalten von Pumpen während eines Tages kommen, was für solche Tage nicht den angestrebten Frachtausgleich ergibt. Im Trockenwetterfall kann der gewünschte Tagesausgleich durch eine Drehzahlsteuerung bewerkstelligt werden.

## 6 Literatur:

- Kroiß H., Fenz R., Gesamtkonzept zur Bewirtschaftung und Instandhaltung des Linzer Kanalnetzes. Enderbericht. TU-Wien, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, 2002.
- Schweighofer P., Anpassung an den Stand der Technik der Regionalkläranlage Linz-Asten der Linz Service GmbH, Wiener Mitteilungen, Band 166, Seite 83-129, 2001.
- Schilling W., Einführung und Ziele der Abflusssteuerung, ATV-Seminar „Abflusssteuerung in Kanalnetzen – eine kostensparende Technologie“, Stuttgart, 28./29.Nov. 2002, 1102/02.

Korrespondenz an:

DI. Dr. Peter Schweighofer  
LINZ-AG Abwasser  
Leiter Regionalkläranlage  
Ipfdorferstr. 7  
A-4481 – Asten  
Tel.: 0043/732/3400/6118  
e-mail: [p.schweighofer@linzag.at](mailto:p.schweighofer@linzag.at)

DI. Alexander Lengyel  
Büro Dr. Lengyel ZT GmbH  
Fasangasse 25  
1030 Wien  
Tel.: 0043/1/7928400-0  
email: [alexanderL@BDLengyel.at](mailto:alexanderL@BDLengyel.at)



## Abschätzung von Schmutzfrachten in der Abwasserentsorgung bei unvollständiger Datenlage

Stefan Lindtner, Matthias Zessner

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

**Kurzfassung:** Für die Erstellung von Stoffbilanzen, für Berichtspflichten und der gleichen mehr ist es bei unvollständiger Datenlage vielfach unumgänglich, die Schmutzfrachten in der Abwasserentsorgung abzuschätzen. Die vorliegende Arbeit geht der Frage nach, welche Kennwerte zur Abschätzung von CSB-, Stickstoff- und Phosphorfrachten in der kommunalen Abwasserentsorgung verwendet werden können und untersucht wie groß der Fehler bei der Verwendung von „Faustzahlen“ sein kann.

Ausgangspunkt war die zu erwartenden Schmutzfrachtproduktion eines Einwohners aufgrund des Konsumverhaltens. Bei Kläranlagen mit sehr hohem Anteil an häuslichem Abwasser hat sich gezeigt, dass die aufgrund des Konsumverhaltens zu erwartenden Schmutzfrachten auch tatsächlich im Kläranlagenzulauf gemessen werden. Aufgrund des Verhältnisses von Einwohner zu Einwohnerwert konnte herausgearbeitet werden, welche Schmutzfrachten im Kläranlagenzulauf von einem Einwohner stammen und in welchem Schwankungsbereich die Abwässer von Industrie und Gewerbe üblicherweise liegen. Aufgrund der Reinigungsleistung der Kläranlagen, in Abhängigkeit des Reinigungszieles, kann dann von den Zulauffrachten auf die zu erwartenden Ablauffrachten geschlossen werden.

Die Kenntnis von typischen Kennwerten und des Schwankungsbereiches kann einerseits für die Quantifizierung der mittleren Belastung bzw. der mittleren Emissionen einer Kläranlage verwendet werden. Es ist andererseits auch möglich mit Hilfe diese Kennwerte vorhandene Daten von Einzelanlagen einer groben Plausibilitätskontrolle zu unterziehen. Wie in diesem Falle vorgegangen werden kann, wird ebenfalls in dieser Arbeit vorgestellt.

**Key-Words:** Schmutzfrachten, Nährstofffrachten, Plausibilitätskontrolle, Kläranlagendaten, Abwasserreinigung,

## 1 Einleitung

Im Zuge von Stoffbilanzen für Regionen, Berichtspflichten (EU aber auch national), vermehrt aber auch in Hinblick auf die Erstellung von Bewirtschaftungsplänen auf Einzugsgebietsebene (EU-Wasserrahmenrichtlinie) ist es erforderlich Schmutzfrachten in der Abwasserentsorgung zu erheben. Diese Erhebungen sollten auf den Daten von Einzelanlagen basieren. Vielfach werden die benötigten Daten jedoch nicht im entsprechenden Umfang erhoben oder sind nicht zugänglich. Der jeweilige Bearbeiter steht damit vor der Aufgabe unvollständige Datensätze durch Schätzwerte zu ergänzen, wenn er zu einer Gesamtdarstellung für eine Region, ein Flusseinzugsgebiet oder ein Land kommen will. Im Gegensatz zur Bemessung von Kläranlagen geht es hier nicht darum, Werte für eine Einzelanlage zu errechnen, die im Zweifelsfalle auf der sicheren Seite liegen, sondern zumeist darum, eine mittlere Belastung bzw. mittlere Emissionen von Kläranlagen möglichst gut quantifizieren zu können. Dabei wird es jedoch in der Regel weniger entscheidend sein, für eine einzelne Anlage „richtige“ Werte anzunehmen, sondern im Mittel über mehrere Anlagen realistische Daten zu verwenden. Zudem kann die Kenntnis von typischen Kennwerten und des Schwankungsbereichs auch dazu genutzt werden, Daten von Einzelanlagen auf deren Plausibilität zu prüfen.

Die vorliegende Arbeit will nun der Frage nachgehen, wie unvollständige Datensätze (Zulauf- und Ablauffrachten) ergänzt werden können, wieweit für solche Abschätzungen Faustzahlen herangezogen werden können, und welche möglichen Fehlerquelle damit verbunden sind. Die Arbeit baut einerseits auf Überlegungen zur Abwasserproduktion eines Einwohners, und andererseits auf der Auswertung eines umfangreichen Datensatzes von 76 österreichischen Kläranlagen auf, welche im Hinblick auf eine mögliche Ableitung von Faustzahlen untersucht wurden.

## 2 Die Schmutzfrachtproduktion eines Einwohners

Der Eintrag an Schmutzfracht (BSB/CSB, N, P) pro Einwohner (E) aus dem Haushalt in das Abwasser hängt im Wesentlichen vom Konsumverhalten der Bevölkerung ab und ist damit für eine Gesellschaft relativ einheitlich. Das heißt man kann davon ausgehen, dass im Durchschnitt pro Einwohner in unterschiedlichen Regionen Österreichs ähnliche Schmutzfrachten aus dem Haushalt anfallen.

Für die organische Verschmutzung gibt Pöpel aus verschiedenen Untersuchungen über den einwohnerspezifischen Anfall einen Eintrag von etwa 37 gTOC/(E.d) in die Haushaltsabwässer an. Dies entspricht etwa 55 g BSB5 bzw. 110 g CSB pro Einwohner und Tag und damit annähernd den 60 g BSB5 pro Einwohnerwert (EW) und Tag, mit welchen in der Abwassertechnik üblicherweise gerechnet wird. Die Herkunft dieser Schmutzfracht gliedert sich im Mittel in 8 g TOC aus dem Bereich Nahrungsmittelzubereitung (Trinken, Kochen, Geschirrspülen), 7 g TOC aus dem Bereiche Reinigen (Wäsche waschen, Körperpflege, Baden/Duschen, Raum Reinigen) bzw. 5 g TOC aus dem Urin und 17 g aus dem Kot.

Für Stickstoff (N) und Phosphor (P) gibt es zwei Möglichkeiten die Einträge in das Abwasser zu ermitteln. Bei der einen Möglichkeit zieht man den Verbrauch an Konsumgütern und deren Verbleib im Haushalt heran und errechnet daraus über deren Stickstoff- und Phosphorgehalte Einträge in das Abwasser. In diesem Fall sind, nach der Einführung der phosphatfreien Waschmittel, die Nahrungsmittel die für den Abwasseranfall ausschlaggebenden Verbrauchsgüter. Die Tabelle 1 zeigt eine Zusammenstellung des Nahrungsmittelkonsums für Österreich (aus Kroiss *et al.*, 1998). Als Ausgangsdaten wurde dabei einerseits die Ernährungsbilanz Österreichs von 1995 herangezogen (Produktion in Tabelle 1). Hier werden die Nahrungsmittelproduktion der Landwirtschaft für den Verbrauch in Österreich bzw. für Importe angegeben. Diese Daten beinhalten jedoch auch noch Verluste der Nahrungsmittelverarbeitung. Andererseits wurde von einer Konsumerhebung (Warenkorbanalyse – Konsum in Tabelle 1) ausgegangen. Diese Erhebung beinhaltet nur die tatsächlich konsumierten Nahrungsmittelmengen, die Daten stammen jedoch aus dem Jahre 1986 und wurden daher mit der Einwohnerzahl von 1995 hochgerechnet und durch die Produktionsdaten von 1995 abgesichert. Wobei ein

Verarbeitungsverlust von bis zu 30 % nach Angaben des statistischen Zentralamtes als realistisch erscheint. Nach Baccini, Brunner (1991) gelangen etwa 10 % der von den Haushalten eingekauften Nahrungsmittel in den Abfall, der Rest über Ausscheidungen und übers Abwaschen in das Abwasser.

Tabelle 1: Stickstoff und Phosphor in den Nahrungsmitteln Österreichs (Bezugsjahr 1995, Einwohnerzahl 7,8 Mio.)

	Produktion	Verluste	Konsum	N-Gehalte		P-Gehalte		N-Konsum		P-Konsum	
				von	bis	von	bis	von	bis	von	bis
				kg/(E.a)	%	kg/(E.a)	%	%	%	g/(E.d)	g/(E.d)
Getreide(produkte)	83	23	64	1,1	1,6	0,21	0,25	2,0	2,9	0,37	0,44
Reis	5	0	5	1,2	1,2	0,12	0,22	0,2	0,2	0,02	0,03
Kartoffeln	61	32	41	0,3	0,4	0,05	0,10	0,3	0,5	0,06	0,11
Öle, Nüsse, Kakao	28	17	24	0,7	0,7	0,18	0,21	0,4	0,5	0,12	0,14
Gemüse	78	20	63	0,4	0,4	0,07	0,13	0,7	0,7	0,12	0,22
Obst	100	20	80	0,1	0,1	0,01	0,02	0,2	0,2	0,02	0,05
Säfte, Bier, Wein	179	0	179	0,1	0,1	0,03	0,04	0,4	0,4	0,14	0,18
Σ pflanzliche Produkte	534		455					4,2	5,3	0,85	1,17
Fleisch gesamt	94	32	64	2,6	2,9	0,25	0,32	4,6	5,0	0,44	0,57
Eier	15	0	15	1,6	2,0	0,13	0,20	0,6	0,8	0,05	0,08
Fisch	6	6	6	3,0	3,0	0,15	0,35	0,5	0,5	0,02	0,05
Milch, Milchprodukte	131	11	117	0,7	0,8	0,10	0,12	2,3	2,5	0,32	0,39
Σ tierische Produkte	245		201					8,0	8,9	0,83	1,09
Σ Nahrungsmittel	779		656					12,2	14,2	1,68	2,26

Die zweite Möglichkeit der Ermittlung des Nährstoffeintrages in das Abwasser ist die Betrachtung der übers Abwasser entsorgten Abfälle. Hier sind vor allem

die menschlichen Ausscheidungen relevant. Verschiedene Autoren geben Nährstoffgehalte in den Fäkalien und anderen Abwassereinträgen an (z.B. Laak R., 1980; Pöpel F, 1973/1996; Lampert et al., 1997; alle zitiert bei Zessner, 1999). Daraus ergeben sich Einträge aus dem Haushalt in das Abwasser von im Mittel 11 – 13 gN/(E.d) und 1,6 – 2,0 gP/(E.d), was gut mit den Berechnungen über den Konsum übereinstimmt. In Abbildung 1 und Abbildung 2 sind die Stoffflussbilder für N und P durch den Haushalt dargestellt.

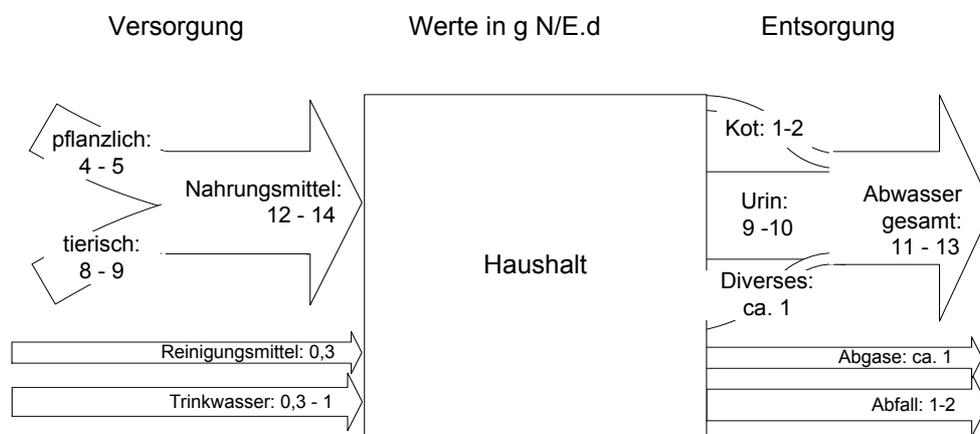


Abbildung 1: Stofffluss von Stickstoff im Haushalt

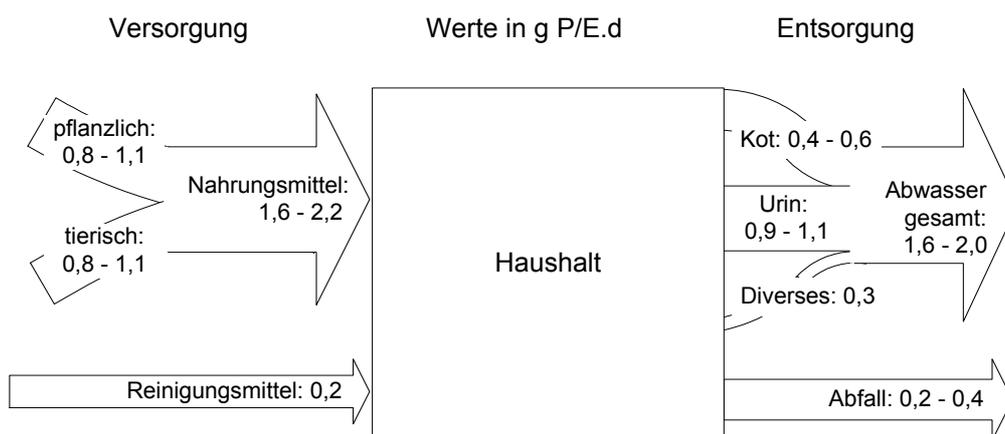


Abbildung 2: Stofffluss von Phosphor im Haushalt

### 3 Auswertung von Kläranlagendaten

#### 3.1 Zulauffrachten

Im Rahmen des Projektes „Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft“ (Lindtner et al, 2002) wurden Daten von insgesamt 76 Kläranlagen mit einer mittleren Belastung zwischen 5.000 und 350.000 zusammengetragen und auf deren Plausibilität hin geprüft. Im Rahmen dieses Projektes wurden diese Daten genutzt, um technische und wirtschaftliche Kenngrößen auf eine vergleichbare Basis zu stellen. In weiterer Folge soll nun an Hand dieser Daten der Frage nachgegangen werden, wieweit sich typische Verhältniszahlen für den Schmutzfrachtanfall bzw. typische Reinigungsleistungen von Kläranlagen ableiten lassen, über welche in anderen Fällen fehlende Daten ergänzt bzw. unplausible Daten leicht erkannt werden können. Für die Auswertungen, die in Folge dargestellt sind, wurden jeweils nur jene Daten hergezogen, die bei der Datenprüfung (CSB-, P- und N-Bilanz) als plausibel angesehen wurden.

Zudem wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass ein Einwohnerwert der Summe aus Einwohnern und Einwohnergleichwerten entspricht ( $EW = E + EGW$ ). Für die Berechnung des Einwohnerwertes (=EW) wurde die BSB<sub>5</sub>-Fracht herangezogen und davon ausgegangen, dass ein EW einer Fracht von 60 g je Tag entspricht. Wie die Auswertung der Daten gezeigt hat, kann bei unplausiblen oder nicht verfügbaren BSB<sub>5</sub>-Frachten mit einem durchschnittlichen Verhältnis von CSB/BSB<sub>5</sub> von 0,55 ausgegangen werden. Dies entspricht einer einwohnerspezifischen CSB-Fracht von 110 g je Tag.

Vorerst wurde für alle Kläranlagen, für welche plausible Angaben über die BSB<sub>5</sub> bzw. CSB-Fracht im Zulauf und über die angeschlossenen Einwohner vorliegen, eine Häufigkeitsverteilung für das Verhältnis angeschlossene Einwohner (E) zur mittleren Belastung (EW-Belastung; 1EW-Belastung = 60 g BSB<sub>5</sub>/d) und für das Verhältnis EW-Belastung zur Auslegung der Kläranlage (EW-Ausbau) dargestellt (Abbildung 3). Es zeigt sich, dass diese Verhältnisse in einem weiten Bereich schwanken können. Beide Verhältniszahlen liegen für 80 % der Anlagen zwischen 0,4 und 0,9. Dies zeigt, dass für den Einzelfall eine erhebliche Fehlerquelle besteht, wenn Belastungszahlen über den Ausbau der Kläranlage, aber auch über die angeschlossenen Einwohner abgeschätzt werden. Dabei ist das Fehlerpotential in beiden Fällen gleich. Im Mittel kann von einem

Verhältnis E/EW-Belastung von 0,63 und von einem Verhältnis EW-Belastung/EW-Ausbau von 0,64 ausgegangen werden.

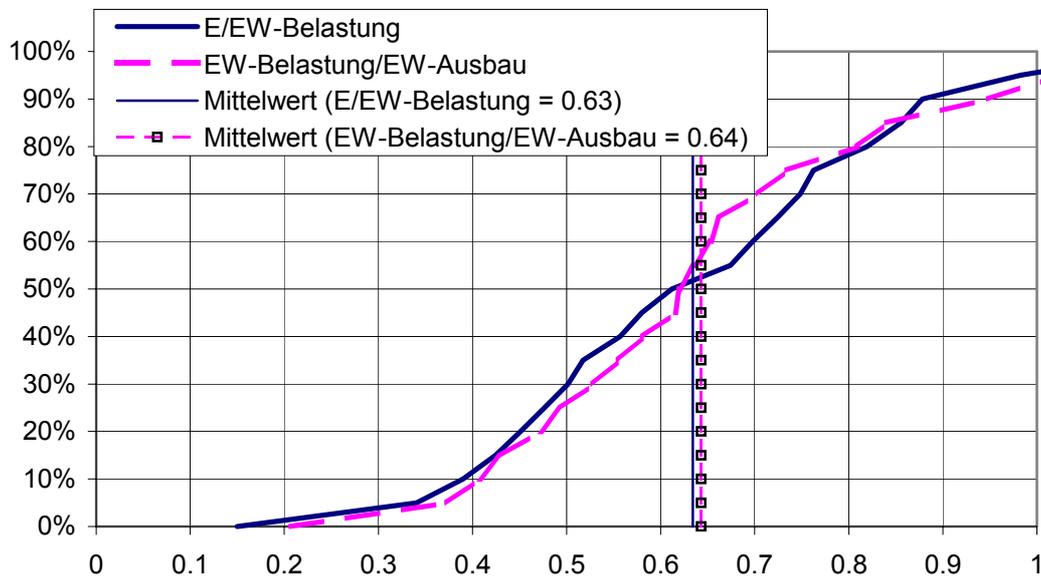


Abbildung 3: Häufigkeitsverteilung der Verhältnisse von Einwohner zu EW-Belastung und von EW-Belastung zu EW-Ausbau

Fallweise werden auf Kläranlagen im Zulauf nur Ammonium und Phosphat gemessen. Im Falle von Ammonium wird vielfach ein Faktor von 1,7 verwendet um den Gesamtstickstoffgehalt im Zulauf abzuschätzen. Die Abbildung 4 zeigt, dass dieser Wert im Mittel weitgehend bestätigt werden kann ( $\text{NH}_4\text{-N}/\text{N}_{\text{ges}} = 0,57$  dies entspricht  $\text{N}_{\text{ges}}/\text{NH}_4\text{-N}$  von 1,75). Im Einzelfall kann diese Abschätzung doch zu deutlichen Abweichungen führen. So liegt das Verhältnis  $\text{NH}_4\text{-N}/\text{N}_{\text{ges}}$  für 80 % der Anlagen zwischen 0,45 und 0,68 ( $\text{N}_{\text{ges}}/\text{NH}_4\text{-N}$ : 1,5 – 2,2). Das Verhältnis  $\text{PO}_4\text{-P}/\text{P}_{\text{ges}}$  liegt im Mittel bei 0,64. Die Streuung der Werte der Einzelanlagen ist dabei etwas geringer als für das Verhältnis  $\text{NH}_4\text{-N}/\text{N}_{\text{ges}}$ . Ein Einfluss der Temperatur auf die Verhältniszahlen  $\text{PO}_4\text{-P}/\text{P}_{\text{ges}}$  und  $\text{NH}_4\text{-N}/\text{N}_{\text{ges}}$  konnte bei Betrachtung der monatlichen Mittelwerte der Kläranlagen nicht abgeleitet werden.

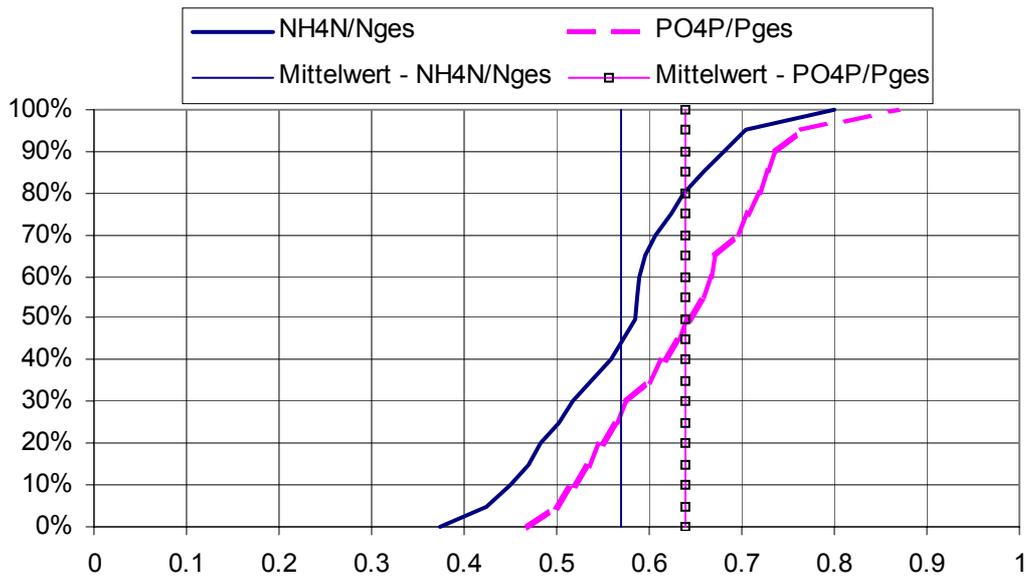


Abbildung 4: Häufigkeitsverteilung der Verhältnisse Ammoniumstickstoff zu Gesamtstickstoff und Orthophosphat zu Gesamrphosphor

Für die Ermittlung der durchschnittlichen Stickstoff- und Phosphorfrachten je Einwohner bzw. je Einwohnergleichwert wurden die einwohnerwertspezifische Stickstoff- und Phosphorfrachten berechnet und in Abhängigkeit vom Verhältnis Einwohner zu Einwohnerwert in Abbildung 5 und Abbildung 6 dargestellt (nach Andreottola *et al.*, 1994).

Legt man eine Ausgleichsgerade durch die Datenpunkte, so zeigt diese bei  $E/EW = 1$  (= keine Industrie und Gewerbe und somit keine EGW) die mittlere Stickstoff- bzw. Phosphorfracht je Einwohner. Bei  $E/EW = 0$  (= ausschließlich EGW und keine Einwohner) erhält man die durchschnittliche Stickstoff- bzw. Phosphorfracht je EGW.

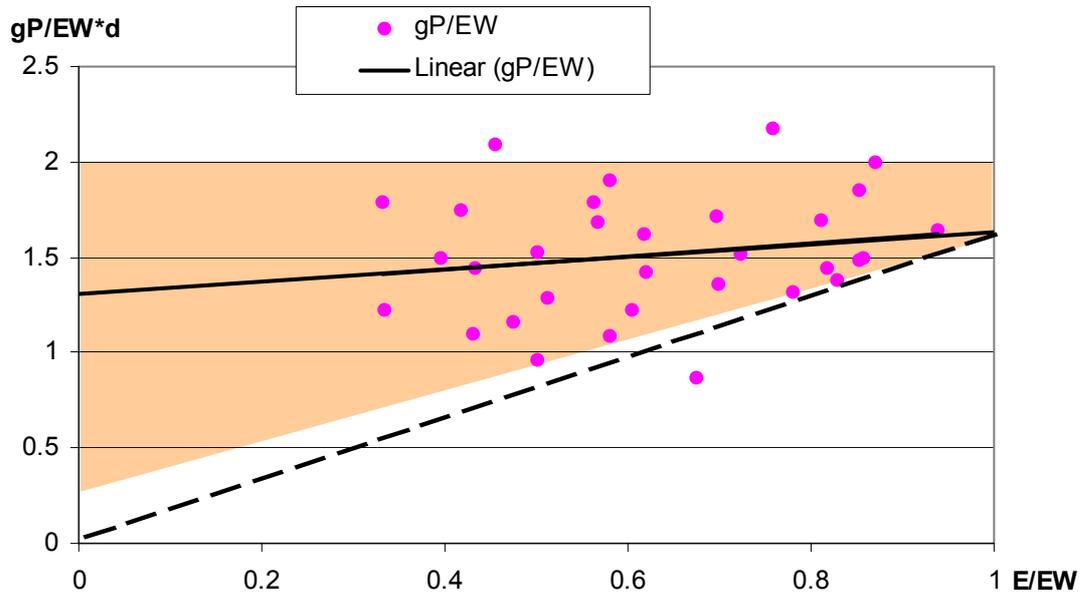


Abbildung 5: Phosphorfrachten je Einwohnerwert (EW-BSB<sub>5</sub>-60) in Abhängigkeit des Verhältnisses Einwohner zu Einwohnerwert

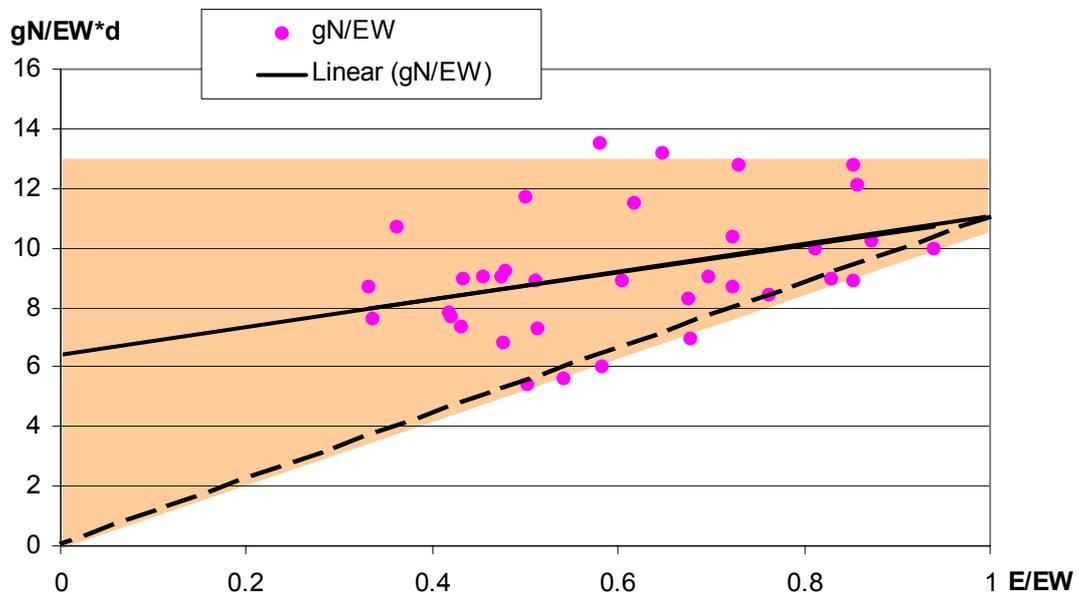


Abbildung 6: Stickstofffrachten je Einwohnerwert (EW-BSB<sub>5</sub>-60) in Abhängigkeit des Verhältnisses Einwohner zu Einwohnerwert

Abgesehen von Verlusten im Kanalnetz, müssen zumindest die je Einwohner produzierte und abgeleitete Schmutzfracht im Kläranlagenzulauf wieder gefunden werden. Geht man nun von den in Kapitel 2 dargestellten N und P Frachten aus, welche pro Einwohner in die Kanalisation eingeleitet werden (1,6 – 2,0 g P/E.d; 11 – 13 g N/E.d), so entsprechen jene Frachten, die ohne einen Beitrag von Gewerbe und Industrie zumindest auf der Kläranlage zu erwarten sind, einer Linie, welche bei der Untergrenze dieses Schwankungsbereiches für den Beitrag der Einwohner beginnt und den Koordinaten Ursprung schneidet (die strichlierten Linien in Abbildung 5 und Abbildung 6)

Zusätzlich wurden in Abbildung 5 und Abbildung 6 jene Bereiche grau hinterlegt eingezeichnet die, ausgehend von der Schmutzfrachtproduktion eines Einwohners (siehe Kapitel 2), den Großteil der Datenpunkte einhüllen. Dieser grau hinterlegte Bereich stellt somit jene spezifischen Frachten in Abhängigkeit des E/EW-Verhältnisses dar, die üblicherweise zu erwarten sind.

Konkret können aus der Abbildung 5 und der Abbildung 6 folgende Stickstoff- und Phosphorfrachten abgeleitet werden:

- Die aus den Kläranlagendaten abgeleitete mittlere Phosphorfracht eines Einwohners liegt bei 1,6 g je Tag und liegt daher an der Untergrenze der in Kapitel 2 angegebenen Frachten von 1,6 bis 2 g, welche je Einwohner produziert werden. Es ist somit eine recht gute Übereinstimmung gegeben, da auch Verluste aus dem Kanalnetz zu berücksichtigen sind.
- ❖ Ähnlich gute Übereinstimmung gibt es bei den einwohnerspezifischen Stickstofffrachten, wobei hier durchschnittliche Stickstoffwerte von 11 g N/E.d aus den Kläranlagendaten abgeleitet werden können, welchen Einträgen in den Kanal von 11 – 13 g N/E.d entsprechend Kapitel 2 gegenüber stehen.
- Die je EGW anfallende Phosphorfracht liegt zwischen 0,3 g/d und 2 g/d, wobei im Mittel (Schnittpunkt der Ausgleichsgeraden mit der Y-Achse) mit 1,3 g/d gerechnet werden kann.

- ❖ Die je EGW anfallende Stickstofffracht liegt zwischen 0 g/d und 13 g/d, wobei im Mittel mit 6,5 g/d gerechnet werden kann.
- Die mittlere spezifische Phosphorfracht in Abhängigkeit des Verhältnisses E/EW kann aufgrund der Steigung der Ausgleichsgerade wie folgt berechnet werden:  $gP/EW \cdot d = 0,34 \cdot (E/EW) + 1,3$
- ❖ Die mittlere spezifische Stickstofffracht in Abhängigkeit des Verhältnisses E/EW kann aufgrund der Steigung der Ausgleichsgerade wie folgt berechnet werden:  $gN/EW \cdot d = 4,5 \cdot (E/EW) + 6,5$
- Im Mittel kann aus der Auswertung der vorliegenden Kläranlagendaten eine spezifische Phosphorfracht von 1,5 g je Einwohnerwert und Tag abgeleitet werden.
- ❖ Weiters kann eine mittlere spezifische Stickstofffracht von 8,8 g je Einwohnerwert und Tag abgeleitet werden. Zum Vergleich wird hier auf Nowak (2000) verwiesen, der auf Basis einer Datenauswertung von 73 Kläranlagen größer 15.000 EW-Ausbau sehr ähnliche einwohnerwertspezifische Frachten (1,53 gP/d und 9,3 gN/d) angibt.

### 3.2 Reinigungsleistung der Kläranlagen

Betrachtet man die Häufigkeitsverteilung der Wirkungsgrade jener Kläranlagen, für welche plausible Messdaten vorliegen, so sieht man dass für CSB die Streuung zwischen den Kläranlagen relative gering ist 90 % der Kläranlagen haben einen CSB-Wirkungsgrad von 90 bis 97 %. Im Mittel lässt sich eine Entfernung von etwa 93 % CSB ableiten. Bei der BSB<sub>5</sub>-Entfernung weisen mehr als 90 Prozent der Anlagen mehr als 95 % bei einem Mittelwert von 97 Prozent auf.

Ganz anders ist die Situation beim Stickstoff. Hier schwanken Entfernungsraten in vergleichsweise weiten Bereichen, auch wenn eine Unterteilung der Anlagen in solche, die auf Nitrifikation (N-Anlagen), auf Nitrifikation/Denitrifikation (DN-Anlagen) oder nur auf Kohlenstoffentfernung (C-Anlagen) ausgelegt sind, durchgeführt wird. Auch bei Kläranlagen, welche nur auf Kohlenstoffentfernung ausgelegt sind, tritt vielfach eine Stickstoffentfernung auf, welche über die durch einen Einbau in den Belebtschlamm zu erwartende hinausgeht. Offensichtlich

kommt es auch bei diesen Anlagen fallweise zu Nitrifikation und Denitrifikation. Bei etwa 80 % dieser Anlagen lag die Stickstoffentfernung zwischen 22 und 52 %. Im Mittel kann man von einem Stickstoffwirkungsgrad von rund 35 % ausgehen. Für nitrifizierende Kläranlagen gilt, dass hier vermehrt auch Denitrifikation auftritt. Dadurch ergeben sich Stickstoffentfernungsraten, die für 80 % der Anlagen zwischen 30 und 65 % und im Median bei etwa 60 % liegen. Bei Anlagen mit Denitrifikation ist die Streuung der Entfernungsraten etwas geringer. 80 % der Anlagen weisen Entfernungsraten zwischen rund 70 und 95 % auf. Im Mittel liegt die Entfernungsrate bei 80 %.

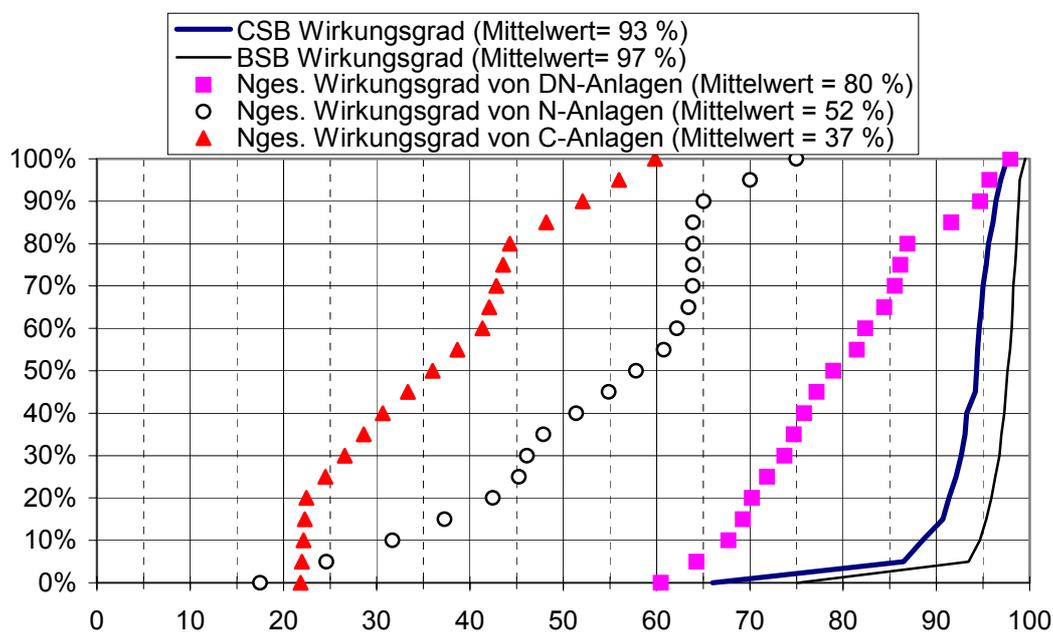


Abbildung 7: Häufigkeitsverteilung der CSB-Wirkungsgrade und der Gesamtstickstoffwirkungsgrade, unterteilt in Anlagen mit Kohlenstoffentfernung, nitrifizierende Anlagen und Anlagen mit Stickstoffentfernung

Ist auch das Reinigungsziel nicht bekannt, so kann eine Unterteilung von Anlagen mit und ohne Stickstoffentfernung aufgrund des Verhältnisses vom errichteten Volumen zu EW-Ausbau (=einwohnerwertspezifisches Volumen) getroffen werden. In der Abbildung 8 ist daher die Stickstoffentfernung in Abhängigkeit des spezifischen Volumens aufgetragen. Aus der Darstellung kann abgeleitet werden, dass ab einem spezifischen Volumen von 65 Liter, je EW-Ausbau mit einer Stickstoffentfernung von über 60 Prozent im Jahresschnitt gerechnet und damit von einer Anlage mit gezielter Stickstoffentfernung (=DN-Anlage) ausgegangen werden kann. Für den internationalen Vergleich kann das

auf den EW-Ausbau bezogene Volumen von 65 Liter auch auf ein spezifisches Volumen bezogen auf die mittlere Belastung von 100 Liter, umgerechnet werden. Eine Unterteilung der Anlagen mit reiner Kohlenstoffentfernung zu jenen mit Nitrifikation als Reinigungsziel ist aus den in Abbildung 8 dargestellten Auswertungen nicht möglich.

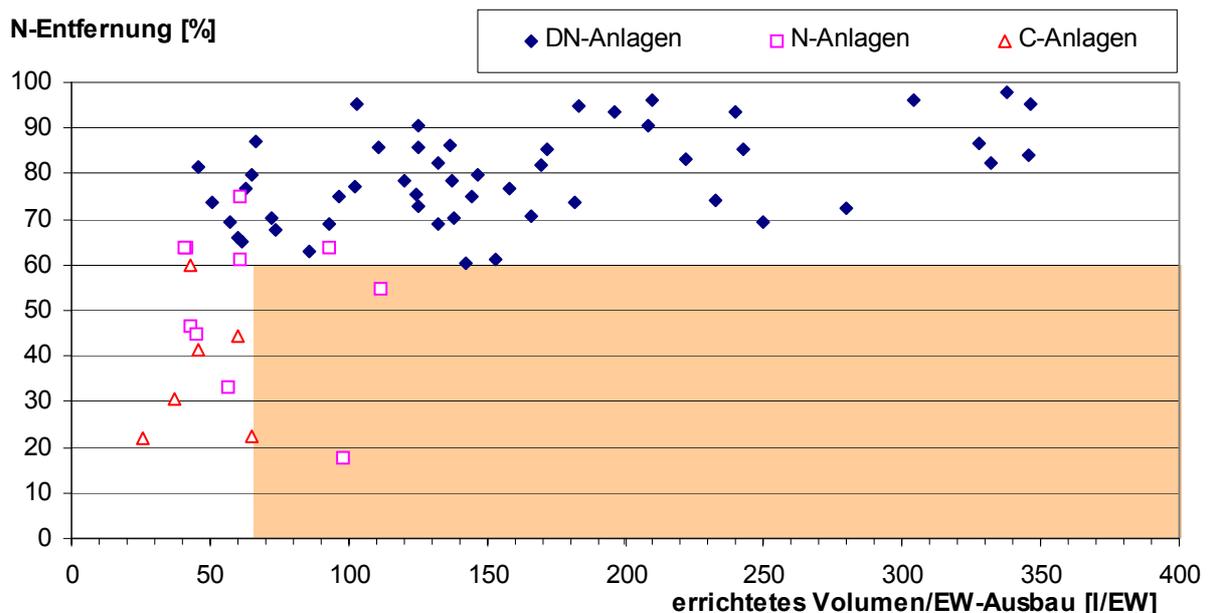


Abbildung 8: Stickstoffentfernung im Verhältnis zum einwohnerspezifischen Volumen

Ist das Reinigungsziel nicht bekannt, so kann bei einem spezifischen Volumen von mehr als 65 l/EW-Ausbau auf DN-Anlagen geschlossen werden, die eine durchschnittliche Stickstoffentfernung von 80 Prozent aufweisen. Für alle Anlagen mit einem spezifischen Volumen von unter 65 l/EW-Ausbau kann bei unbekanntem Reinigungsziel von einer durchschnittlichen Stickstoffentfernung von 50 Prozent ausgegangen werden.

Sollen Grundlagen für eine Abschätzung von Phosphorablauffrachten erarbeitet werden müssen zwei Berechnungsmöglichkeiten berücksichtigt werden. Entweder man versucht wie beim Stickstoff einen Wirkungsgrad abzuleiten, oder man versucht bei Anlagen mit Phosphorfällung die Abschätzungen auf einer typischen Ablaufkonzentration und der Abwassermenge aufzubauen.

Aus den untersuchten Anlagendaten, bei denen die Phosphorfrachten als plausibel eingeschätzt wurden, kann einerseits eine durchschnittliche

Phosphorentfernung von 85 % und andererseits eine durchschnittliche Phosphorablaufkonzentration von 0,75 mg/l abgeleitet werden. Für einen Vergleich, welche der beiden Ausgangsgrößen besser geeignet ist, um darauf Abschätzung der Phosphorablauffrachten aufzubauen, wurde die Differenz zwischen den auf beide Arten berechneten Phosphorablauffrachten und den gemessenen Frachten ermittelt und die spezifische Streuung der Abweichungen miteinander verglichen. Der gemessene Mittelwert der P-Ablauffrachten beträgt 0,22 gP/EW\*d. Die Streuung der Abweichung der berechneten Einzelwerte von den gemessenen lässt sich bei beiden Berechnungsarten mit einer Standardabweichung von  $\pm 0,11$  gP/EW\*d charakterisieren. Dies bedeutet, dass je nach Datenlage die Ablaufphosphorfracht entweder aus der Zulaufphosphorfracht und einem Wirkungsgrad von 85 % oder der Zulaufwassermenge und einer Konzentration von 0,75 mg/l im Ablauf berechnet werden kann. Ist sowohl die Wassermenge als auch die Phosphorzulauffracht gegeben, kann die Ablauffracht durch Mittelwertbildung der genannten Berechnungsarten abgeschätzt werden.

In Abbildung 9 ist einerseits die Häufigkeitsverteilung der Phosphorwirkungsgrade von Anlagen, bei denen der Phosphor in Zu- und Ablauf gemessen wird, dargestellt und andererseits sieht man die Häufigkeitsverteilung der aus der Wassermenge und einer P-Konzentration von 0,75 mg/l berechneten Wirkungsgrade.

Laut 1.AEV für kommunales Abwasser gilt für Abwasserreinigungsanlagen mit einem Bemessungswert von größer 10.000 EW<sub>60</sub> im Einzugsgebiet eines nationalen oder internationalen Sees eine Emissionsgrenze von 0,5 mg/l [Bundesgesetzblatt 210, 1996]. Die Anforderungen sind demnach in Bezug auf die P-Ablaufkonzentration doppelt so hoch, womit von der halben Ablaufkonzentration (= 0,4 mg/l) beziehungsweise der halben Restverschmutzung (= 7,5 % des Zulaufs) und damit von einem Wirkungsgrad von rund 93 Prozent ausgegangen werden kann.

Bei Anlagen, die keine Phosphorentfernung vorgesehen haben, kann davon ausgegangen werden, dass je kg BSB<sub>5</sub> im Zulauf 0,01 kg Phosphor im Schlamm gebunden und somit entfernt werden.

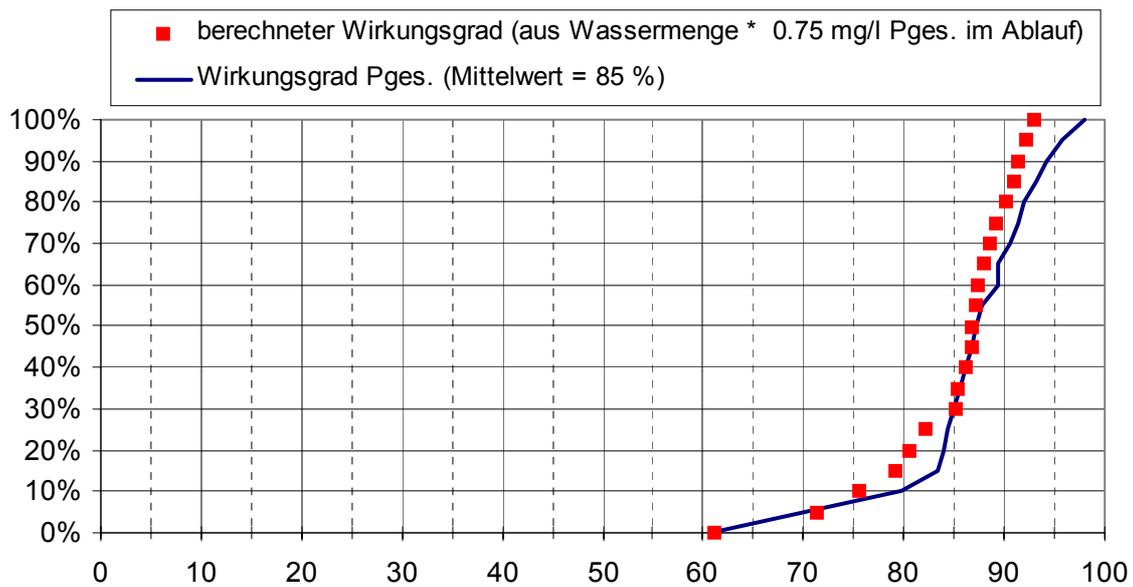


Abbildung 9: Häufigkeitsverteilung der Phosphorwirkungsgrade

## 4 Plausibilitätsprüfung von Daten

In Abbildung 10 wurden von den Anlagen die spezifischen Stickstoff- und Phosphorfrachten in Abhängigkeit des Verhältnisses Einwohner zu Einwohnerwert dargestellt, bei denen sowohl die Stickstoff- als auch die Phosphorfrachten als plausibel eingestuft wurden. Die Y-Achsen wurden so skaliert, dass die maximal je Einwohner zu erwartende Fracht an Stickstoff mit 13 g je Tag und an Phosphorfracht mit 2 g je Tag auf einer Linie liegen. Dies bedeutet, dass sich bei Anlagen mit einem Stickstoff zu Phosphor Verhältnis von 6,5 die Datenpunkte in Abbildung 10 überlappen. Je größer der vertikale Abstand der Datenpunkte der spezifischen Stickstoff- und Phosphorfrachten ist, desto weiter weicht das Verhältnis vom je Einwohner zu erwartenden Verhältnis ab. Weicht das N/P-Verhältnis stark von diesen Verhältnissen ab, kann man darauf schließen, dass entweder die N- oder P-Daten nicht plausibel sind, oder dass die Abwässer von speziellen Indirekteinleitern zu diesen N/P-Verhältnissen führen. In der Abbildung 10 wurde nun bei jenen Anlagen mit einem N/P-Verhältnis kleiner 5,5 beziehungsweise größer 7,5 die Indirekteinleiter angegeben.

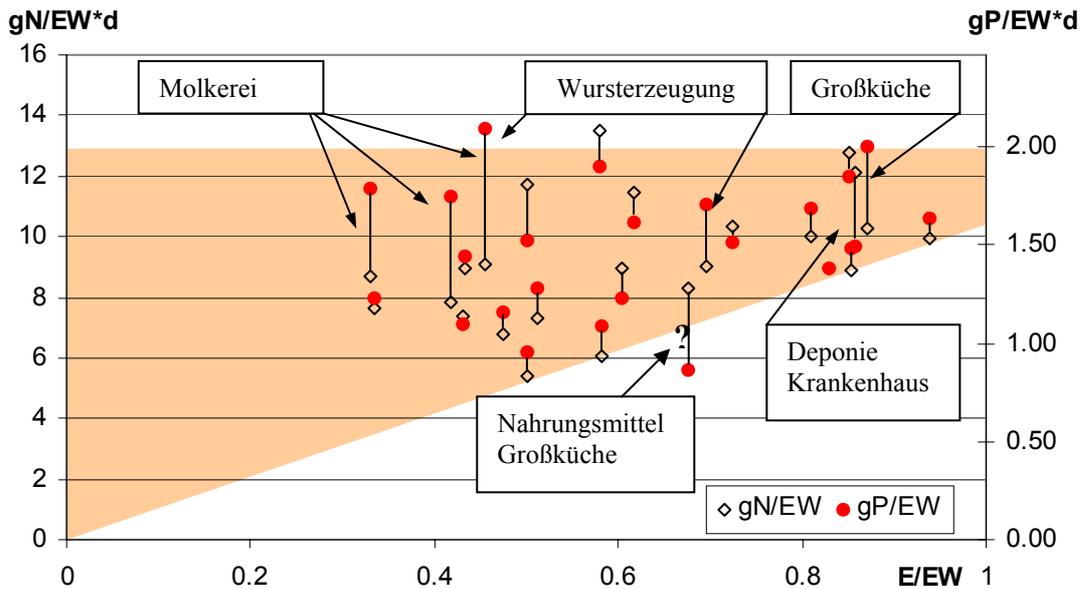


Abbildung 10: Phosphor und Stickstofffrachten je Einwohnerwert (EW-BSB<sub>5-60</sub>) in Abhängigkeit des Verhältnisses Einwohner zu Einwohnerwert

Dabei zeigt sich, dass Kläranlagen mit Molkereiabwässern, Abwässern aus der Wursterzeugung und aus Großküchen ein N/P-Verhältnis kleiner 5,5 aufweisen. Bei den Molkereiabwässern, Großküchen und Wursterzeugung kann dies auf die Verwendung von phosphorhaltigen Putzmitteln zurückzuführen sein. Möglicherweise sind die Abwässer der Wursterzeugung auch mit Knochenmehl oder Knochenabschabungen verunreinigt, welche sehr hohe Phosphorfrachten enthalten. Bei jener Kläranlage, deren Zulauf von Deponiesickerwässern beeinflusst ist, kann das N/P-Verhältnis größer als 7,5 mit den erhöhten Ammoniumauswaschungen des Deponiekörpers erklärt werden. Das N/P-Verhältnis von  $> 7,5$  bei jener Anlage mit Nahrungsmittelindustrie und Großküche als Indirekteinleiter kann nicht beantwortet werden und ist möglicherweise auch auf einen Mangel bei der bilanzunterstützten Plausibilitätskontrolle zurückzuführen.

In Bezug auf die Plausibilitätsprüfung bedeutet dies, dass ein für kommunales Abwasser untypisches N/P-Verhältnis (kleiner 5,5 bzw. größer 7,5) mit Hilfe der Indirekteinleiter erklärbar sein muss um die Daten in Bezug auf das N/P-Verhältnis als plausibel einstufen zu können.

Neben dem N/P-Verhältnis sind natürlich auch die spezifischen Einzelwerte von BSB/CSB, Stickstoff und Phosphor für die Plausibilitätsprüfung entscheidend. In Abbildung 11 und Abbildung 12 wurde daher jener Bereich grau hinterlegt

eingezeichnet der jene spezifischen Frachten in Abhängigkeit des E/EW-Verhältnisses umfasst, die üblicherweise zu erwarten sind.

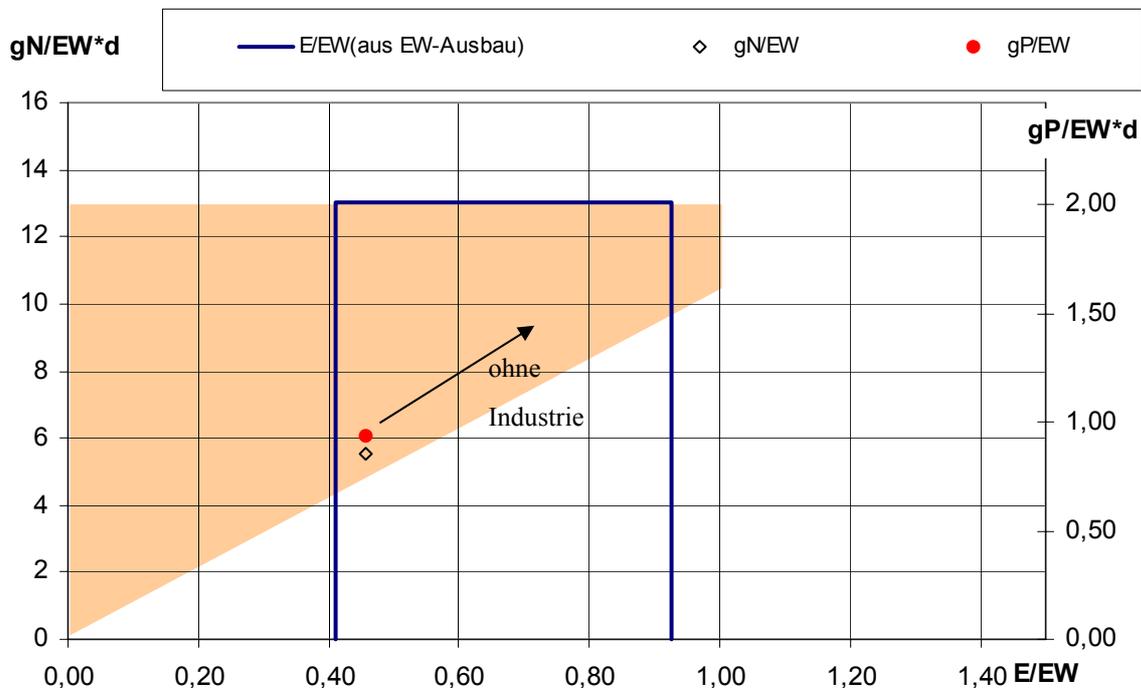


Abbildung 11: Plausible spezifische Phosphor und Stickstoffzulaufgaben einer Kläranlage sowie Abgrenzung der erwarteten E/EW-Bereiche in Abhängigkeit der Ausbaugröße

Zusätzlich wurde in den genannten Abbildungen ein E/EW-Bereich abgegrenzt, innerhalb dessen die berechneten spezifischen Stickstoff- und Phosphorzulaufgaben erwartungsgemäß liegen. Bei der Berechnung des E/EW-Bereiches wird davon ausgegangen, dass bei 80 Prozent der untersuchten Anlagen die EW-Belastung 40 bis 90 Prozent von EW-Ausbau beträgt (siehe Abbildung 3). In dem in Abbildung 11 dargestellten Beispiel mit einer Einwohnerzahl von 37.000 und 100.000 EW-Ausbau kann daher E/EW-Ausbau von  $0,41 = 37.000 / (100.000 \cdot 0,9)$  als untere und  $0,93 = 37.000 / (100.000 \cdot 0,4)$  als obere Grenze abgeschätzt werden. Wie der Abbildung 11 entnommen werden kann, liegen die spezifischen Zulaufgaben sehr nahe dem unteren Grenzbereich E/EW-Ausbau, was darauf hinweist, dass die durchschnittliche Belastung sehr nahe der Auslastung ist.

Neben den Aussagen in Bezug auf die Plausibilität und die mittlere Belastung der Anlage, kann aus der Abbildung 11 abgeleitet werden, wie hoch der Anteil an Indirekteinleitern ist (horizontale Lage der spez. Frachten) und ob diese Indirekteinleiter zusätzlich zur Kohlenstofffracht auch Stickstoff und/oder Phosphor liefern (vertikale Lage der spez. Frachten). Ein E/EW-Verhältnis kleiner 0,6 und spezifische Frachten, die am unteren Rand des grau hinterlegten Bereiches liegen, wie dies die Abbildung 11 beispielsweise zeigt, lassen auf einen Kläranlagenzulauf schließen, der sehr stark von Indirekteinleitern geprägt ist und ausschließlich CSB liefert. Ohne der CSB-Fracht dieser industriellen Indirekteinleiter würden die spezifischen Frachten in Pfeilrichtung nach rechts oben verschoben werden. Die Zulauffrachten können in diesem Falle dann als plausibel bezeichnet werden, wenn auch tatsächlich ein oder mehrere Indirekteinleiter mit hoher CSB- und niedrigen N- und P-Fracht vorhanden sind.

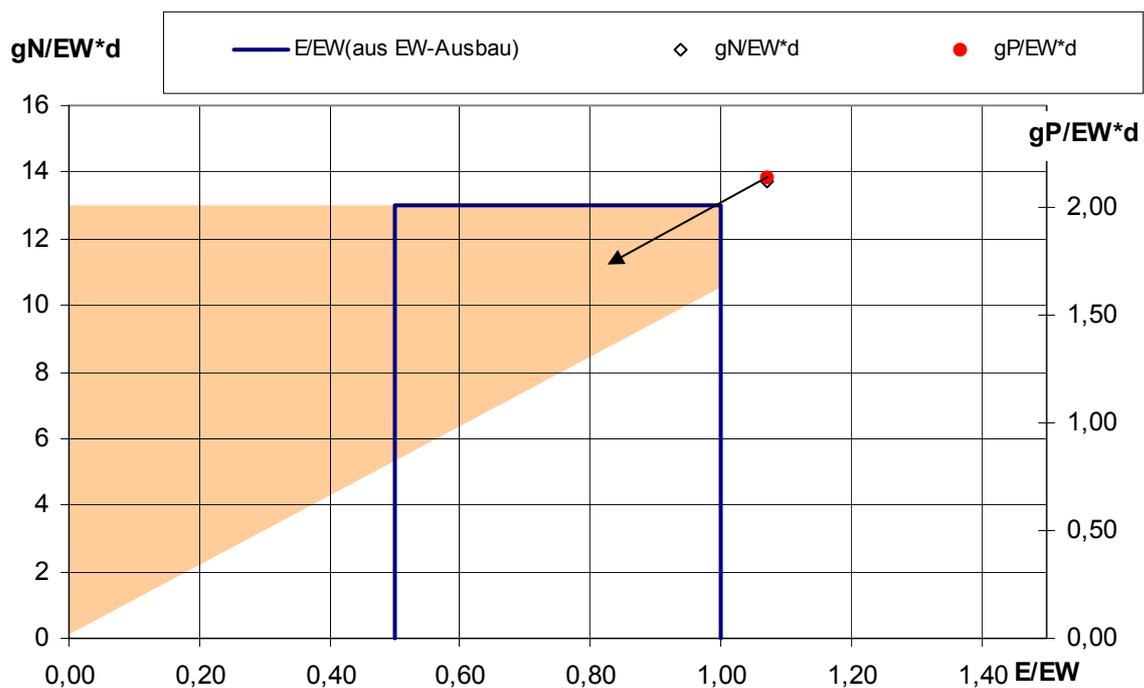


Abbildung 12: Unplausible spezifische Phosphor und Stickstoffzulauffrachten einer Kläranlage sowie Abgrenzung der erwarteten E/EW-Bereiche in Abhängigkeit der Ausbaugröße

Ein Beispiel für unplausible Datenlage kann der Abbildung 12 entnommen werden. In diesem Fall errechnen sich spezifische Zulauffrachten größer als 13 gN/d und größer als 2 gP/d bei einem E/EW-Verhältnis größer als 1. Für den

Fall einer Kläranlage mit mehr als 5.000 EW<sub>60</sub> liegt die Vermutung nahe, dass zu niedrige Werte für die Kohlenstofffraktion gemessen werden und damit sowohl zu hohe spezifische Frachten der Nährstoffe als auch ein zu hohes E/EW-Verhältnis ermittelt werden. Eine Erhöhung der Einwohnerwerte hat eine Verschiebung der spezifischen täglichen N- und P-Fracht in Pfeilrichtung nach links unten und somit in einen plausiblen Bereich zur Folge.

Liegen die spezifischen Frachten in einem unplausiblen Bereich, so kann eine oder mehrere unrichtige Eingangsgrößen dafür verantwortlich sein. Im Folgenden wird eine Zusammenstellung der Auswirkungen auf die grafische Darstellung bei einer Änderung der jeweiligen Eingangsgrößen angeführt:

- Eine Änderung der aktuell angeschlossene Einwohnerzahl hat sowohl eine Horizontalverschiebung der spezifischen P- und N-Frachten als auch des erwartenden E/EW-Bereiches (errechnet aus EW-Ausbau) zur Folge.
- Eine Änderung der Phosphor- und/oder Stickstoffzulauf Fracht hat eine Änderung der spezifischen Phosphor- und/oder Stickstofffracht zur Folge (vertikale Verschiebung der Datenpunkte).
- Eine Änderung der BSB<sub>5</sub> bzw. CSB-Fracht und somit der Einwohnerwerte hat sowohl eine horizontale als auch vertikale Verschiebung der spezifischen P- und N-Frachten zur Folge.

## **5 Vorgangsweise zur Schmutzfrachtabschätzung**

Die Genauigkeit der Abschätzung von Schmutzfrachten bei fehlenden Daten ist natürlich davon abhängig, welche Daten zur Bewertung vorhanden sind. Als gesichert kann angesehen werden, dass von jeder Kläranlage die Ausbaugröße und das Reinigungsziel bekannt sind. Außerdem ist von fast allen Kläranlagen die durchschnittliche BSB<sub>5</sub>- und/oder CSB-Fracht bekannt. Zu den mehrfach fehlenden Daten sind die an die Kläranlage angeschlossenen Einwohner sowie die Zulauf Frachten an Stickstoff und Phosphor zu zählen. Die an die jeweilige

Kläranlage angeschlossenen Einwohner können anhand statistischer Daten (Volkszählung, Anschlussgrad) abgeschätzt werden. Die Abschätzung der Stickstoff- und Phosphorfrachten ist anhand der in Kapitel 3 dargestellten Zusammenhänge möglich. Die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebene Methode der Datenabschätzung und groben Plausibilitätsprüfung wird nun in diesem Kapitel an einem anderen Datensatz als jenem, der zur Ableitung der Verhältniszahlen und spezifischen Frachten verwendet wurde, geprüft. Es handelt sich hierbei um 40 Kläranlagen deren Zu- und Ablaufdaten (CSB, Nges. und Pges.) gemessen werden und bei denen auch alle übrigen Daten (EW-Ausbau, aktuell angeschlossene Einwohner und Reinigungsziel) bekannt sind. Die insgesamt 40 Anlagendaten wurden mit Hilfe der in Kapitel 4 beschriebenen Vorgangsweise auf Plausibilität geprüft, wobei die Zulaufdaten von 11 Anlagen als unplausibel eingestuft und somit die Daten dieser Anlagen bei weiteren Berechnungen nicht berücksichtigt wurden.

## 5.1 Schmutzfrachtabschätzung des Kläranlagenzulaufes

Die Vorgangsweise der Schmutzfrachtabschätzung im Kläranlagenzulauf wird im Folgenden anhand von sechs unterschiedlichen Szenarien der Datenlage näher beschrieben, wobei die Daten der verbleibenden 29 Anlagen bei der Berechnung verwendet wurden:

- I Nur die Ausbaugröße sowie das Reinigungsziel der Kläranlage ist bekannt:  
Aufgrund der Untersuchungen wird eine durchschnittliche Belastung der Anlage von 63 Prozent angenommen und mit einem spezifischen Einwohnerwert von 1,5 g Phosphor je Tag und 8,8 g Stickstoff je Tag gerechnet.
  
- II Die Ausbaugröße sowie die an die Kläranlage angeschlossenen Einwohner sind bekannt:  
Nimmt man wieder eine durchschnittliche Belastung der Anlagen von 63 Prozent an, so kann mit dem Verhältnis von Einwohner zu

Einwohnerwerten in die bereits genannten Formeln eingesetzt werden:  
 $gP/EW*d = 0,34 * (E/EW) + 1,3$  und  $gN/EW*d = 4,5 * (E/EW) + 6,5$ ;

- III Die BSB-Zulaufkraft und damit der Einwohnerwert ist bekannt:  
Die Frachten an Phosphor und Stickstoff können mit Hilfe der einwohnerwertspezifischen Frachten von 1,5 gP/d und 8,8 gN/d ermittelt werden.
- IV Die Phosphor- beziehungsweise Stickstoffzulaufkraft ist bekannt:  
Die Frachten an Phosphor und Stickstoff können mit Hilfe des durchschnittlichen Verhältnisfaktors 6 (= 8,8 gN/d / 1,5 gP/d) umgerechnet werden.
- V Die angeschlossenen Einwohner sowie die BSB-Zulaufkraft sind bekannt:  
Mit dem Verhältnis von Einwohner zu Einwohnerwerten in die bereits genannten Formeln kann direkt eingesetzt werden:  $gP/EW*d = 0,34 * (E/EW) + 1,3$  und  $gN/EW*d = 4,5 * (E/EW) + 6,5$ ;
- VI Die BSB-Zulaufkraft, die an die Kläranlage angeschlossenen Einwohner sowie die Phosphorzulaufkraft sind bekannt:  
Die Abweichung von der Ausgleichsgerade der spezifischen Stickstoff- bzw. Phosphorfracht wird bei gegebenem E/EW-Verhältnis auf den jeweilig anderen Nährstoff übertragen. Weicht beispielsweise die Stickstofffracht um +10 Prozent von der Ausgleichsgerade ab, so wird unterstellt, dass auch die Phosphorfracht um 10 Prozent bei einem gegebenen E/EW-Verhältnis im Vergleich zur P-Ausgleichsgerade erhöht ist.

Mit Hilfe der vorhandenen Datensätze wurden die Stickstoff- und Phosphorfrachten anhand der beschriebenen Datenlagen abgeschätzt und mit den tatsächlich gemessenen Frachten verglichen.

Von Interesse ist, ob die Abweichungen der berechneten Einzelwerte von den gemessenen Werten bei verbesserter Datenlage geringer wird. In Tabelle 2 wurde daher die Standardabweichung der Differenzen von berechneten und gemessenen Werten im Kläranlagenzulauf bei unterschiedlicher Datenlage

dargestellt. Zusätzlich zur Standardabweichung ist auch die Abweichung des Mittelwertes der berechneten von den gemessenen Werten dargestellt. Sowohl die Mittelwertabweichung als auch die Standardabweichung wurden als einwohnerwertspezifische Frachten angegeben. Um einen Bezug zu den tatsächlichen Zulauffrachten zu haben wurde in der letzten Zeile der Tabelle 2 der Mittelwert der gemessenen spezifischen Frachten angegeben. Daraus lässt sich auch ableiten, dass die Abweichungen des berechneten Mittelwertes unter 10 Prozent liegen.

Tabelle 2: Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert und Standardabweichung der Abweichung der berechneten Einzelfrachten im Kläranlagenzulauf bei unterschiedlicher Datenlage

ZULAUF	Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert sowie Standardabweichung der berechneten Einzelstickstofffrachten je Einwohnerwert im Zulauf	Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert sowie Standardabweichung der berechneten Einzelphosphorfrachten je Einwohnerwert im Zulauf
EW-Ausbau	0,2 ± 3,1 gN/EW*d	0 ± 0,6 gP/EW*d
EW-Ausbau und E	-0,2 ± 2,5 gN/EW*d	0 ± 0,5 gP/EW*d
BSB	-0,7 ± 1,7 gN/EW*d	-0,1 ± 0,2 gP/EW*d
P bzw. N	0,1 ± 1,7 gN/EW*d	0 ± 0,3 gP/EW*d
BSB und Einwohner	-0,8 ± 1,9 gN/EW*d	-0,1 ± 0,2 gP/EW*d
Einwohner+BSB+ P bzw. N	0 ± 1,9 gN/EW*d	0 ± 0,3 gP/EW*d
Mittelwert der spezifischen <b>gemessene</b> Frachten	9,5 gN/EW*d	1,6 gP/EW*d

Die Abweichungen der berechneten Einzelwerte können danach unterschieden werden, ob bei den Berechnungsgrundlagen Zulaufmesswerte (BSB, N oder P) enthalten sind oder ob nur EW-Ausbau und die angeschlossenen Einwohner bekannt sind. Errechnet man den Zulauf aus EW-Ausbau und der Einwohnerzahl, so muss mit einer Standardabweichung der Einzelwerte von 3 g Stickstoff und 0,6 g Phosphor je Einwohnerwert und Tag gerechnet werden. Steht zumindest ein gemessener Zulaufwert zur Verfügung, so ist mit einer Schwankung von 2 g Stickstoff und bis zu 0,3 g Phosphor je Einwohnerwert und Tag zu rechnen. Auffällig ist, dass eine Verbesserung der Ausgangsdatenlage zu keiner Verringerung der Mittelwertsabweichung führt.

## 5.2 Schmutzfrachtabschätzung des Kläranlagenablaufes

Für die Abschätzung der Schmutzfracht im Kläranlagenablauf ist einerseits die Zulauffracht, und andererseits die Reinigungsleistung beziehungsweise das Reinigungsziel der Kläranlage entscheidend. Ist die Reinigungsleistung der Kläranlage nicht bekannt, so kann in Abhängigkeit des Reinigungszieles nach Kapitel 3.2 die Reinigungsleistung abgeschätzt werden. Sind auch die Zulauffrachten nicht bekannt, so müssen diese je nach vorhandenem Datenmaterial abgeschätzt und mit Hilfe der Reinigungsleistung eine Ablauffracht für Stickstoff und Phosphor berechnet werden. Die Phosphorablauffracht kann, wie bereits beschrieben, auch mit Hilfe der Wassermenge und einer durchschnittlichen Phosphorkonzentration von 0,75 mg/l im Ablauf von Anlagen mit Phosphorfällung berechnet werden. Ist sowohl die Wassermenge als auch die Phosphorzulauffracht gegeben, kann die Ablauffracht durch Mittelwertbildung der genannten Berechnungsarten abgeschätzt werden.

In Tabelle 3 wurden - analog zu den Zulaufwerten – die Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert und die Standardabweichung der Differenzen von berechneten und gemessenen spezifischen Ablauffrachten dargestellt. Bei der Abschätzung des Kläranlagenablaufes muss unterschieden werden, ob der Zulauf ebenfalls berechnet werden muss oder ob gemessene Zulaufdaten vorliegen. In Tabelle 3 wurden einerseits die sechs Szenarien, wie bei der Abschätzung des Kläranlagenzulaufes dargestellt, und andererseits die Berechnungsergebnisse bei bekannten Kläranlagenzulaufdaten (N- und P-Frachten, Wassermenge, P-Frachten und Wassermenge) eingetragen.

Tabelle 3: Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert und Standardabweichung der Abweichung der berechneten Einzelfrachten im Kläranlagenablauf bei unterschiedlicher Datenlage

<b>ABLAUF</b>	Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert sowie Standardabweichung der berechneten Einzelstickstofffrachten je Einwohnerwert im Ablauf	Abweichung des berechneten vom gemessenen Mittelwert sowie Standardabweichung der berechneten Einzelphosphorfrachten je Einwohnerwert im Ablauf
EW-Ausbau	$0,1 \pm 1,3 \text{ gN/EW}^*d$	$-0,01 \pm 0,17 \text{ gP/EW}^*d$
EW-Ausbau und E	$0 \pm 1,2 \text{ gN/EW}^*d$	$0 \pm 0,16 \text{ gP/EW}^*d$
BSB	$0,1 \pm 1,3 \text{ gN/EW}^*d$	$-0,03 \pm 0,15 \text{ gP/EW}^*d$
P bzw. N	$0,3 \pm 1,3 \text{ gN/EW}^*d$	$-0,01 \pm 0,16 \text{ gP/EW}^*d$
BSB und Einwohner	$0 \pm 1,3 \text{ gN/EW}^*d$	$-0,03 \pm 0,15 \text{ gP/EW}^*d$
Einwohner+BSB+ P bzw. N	$0,2 \pm 1,3 \text{ gN/EW}^*d$	$-0,01 \pm 0,16 \text{ gP/EW}^*d$
P- und N-Zulauf	$0,3 \pm 1,0 \text{ gN/EW}^*d$	$-0,01 \pm 0,15 \text{ gP/EW}^*d$
Zulaufwassermenge	-	$-0,04 \pm 0,14 \text{ gP/EW}^*d$
Q und P im Zulauf	-	$-0,02 \pm 0,14 \text{ gP/EW}^*d$
Mittelwert der spezifischen <b>gemessene</b> Frachten	$2,4 \text{ gN/EW}^*d$	$0,25 \text{ gP/EW}^*d$

Um einen Bezug zu den tatsächlichen Ablauffrachten zu haben, wurde wieder in der letzten Zeile der Tabelle 3 der Mittelwert der gemessenen spezifischen Frachten angegeben. Daraus lässt sich auch ableiten, dass die Abweichungen der berechneten Mittelwerte bei ca. 12 Prozent liegen. Auffällig ist in diesem Fall, dass sich weder die Differenz von berechneten zu gemessenen Mittelwerten noch die Standardabweichung bei verbesserter Datenlage wesentlich verringern.

Die Abweichungen der berechneten Mittelwerte der Ablauffrachten liegt bei maximal 16 Prozent.

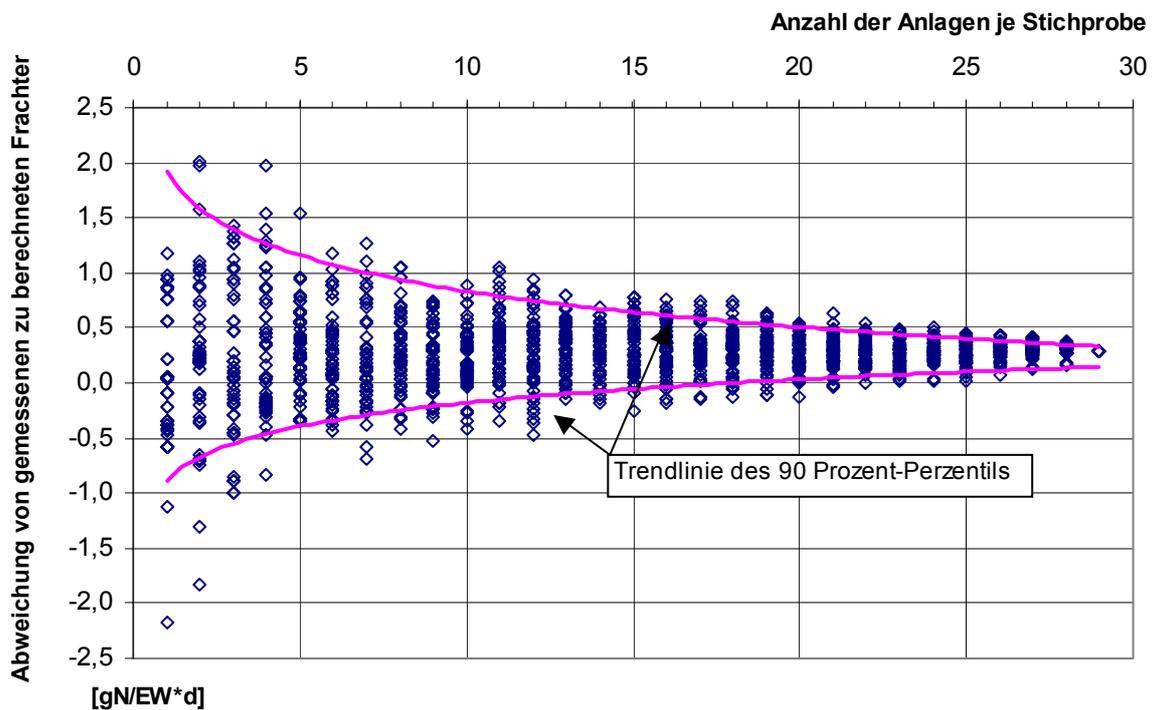


Abbildung 13: Abweichungen von gemessenen zu berechneten spezifischen N-Ablauffrachten (aus P-Zulauffracht) in Abhängigkeit der Anzahl an Anlagen je Stichprobe

Mit Hilfe von Abbildung 13 und Abbildung 14 wird der Einfluss der Anlagenanzahl auf die berechnete mittlere Abweichung diskutiert. Wird für 29 Anlagen je Stichprobe die mittlere Abweichung der gemessenen zur berechneten Ablauffracht berechnet, so kommt man auf jenen Wert der in Tabelle 3 dargestellt ist. Eine Verringerung der Anzahl an Anlagen die zur Mittelwertbildung herangezogen werden, hat erwartungsgemäß eine stärkere Streuung der mittleren Abweichungen von berechneten zu gemessenen Frachten zur Folge. Es wurde bei jeweils 50 Stichproben mit zufällig ausgewählten Anlagen die mittlere Abweichung berechnet. Die Anzahl der Anlagen je Stichprobe wurde von 29 Anlagen (=alle) bis auf eine Anlage je Stichprobe reduziert womit in Summe für  $29 \cdot 50 = 1450$  Stichproben die mittlere Abweichung berechnet wurde. Ein Datenpunkt im Diagramm stellt die mittlere Abweichung von berechneter zu gemessener Ablauffracht dar. Da bei jeweils 50 Stichproben die gleiche Anzahl an Anlagen zur Berechnung verwendet wurde, kommen auf jeden X-Wert (=Anzahl der Anlagen je Stichprobe) 50 Y-Werte. Zusätzlich wurde in den beiden Grafiken die Trendlinie des 90 Prozent Perzentils eingezeichnet, d.h. innerhalb der beiden Linien liegen 90 Prozent der

Abweichungen für die jeweilige Anzahl der Anlagen. Aus Abbildung 13 und Abbildung 14 kann abgeleitet werden, dass bei einer Anzahl von mehr als 20 Anlagen, die gemeinsam betrachtet werden, die berechnete von der gemessenen mittleren Stickstoffablauffracht dieser Anlagen mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 Prozent um weniger als  $0,5 \text{ gN/EW}\cdot\text{d}$  (entspricht  $< 20$  Prozent) abweicht. Werden weniger Anlagen zusammen betrachtet wird die Abweichung der berechneten von der gemessenen Fracht bei der selben Auftrittswahrscheinlichkeit größer.

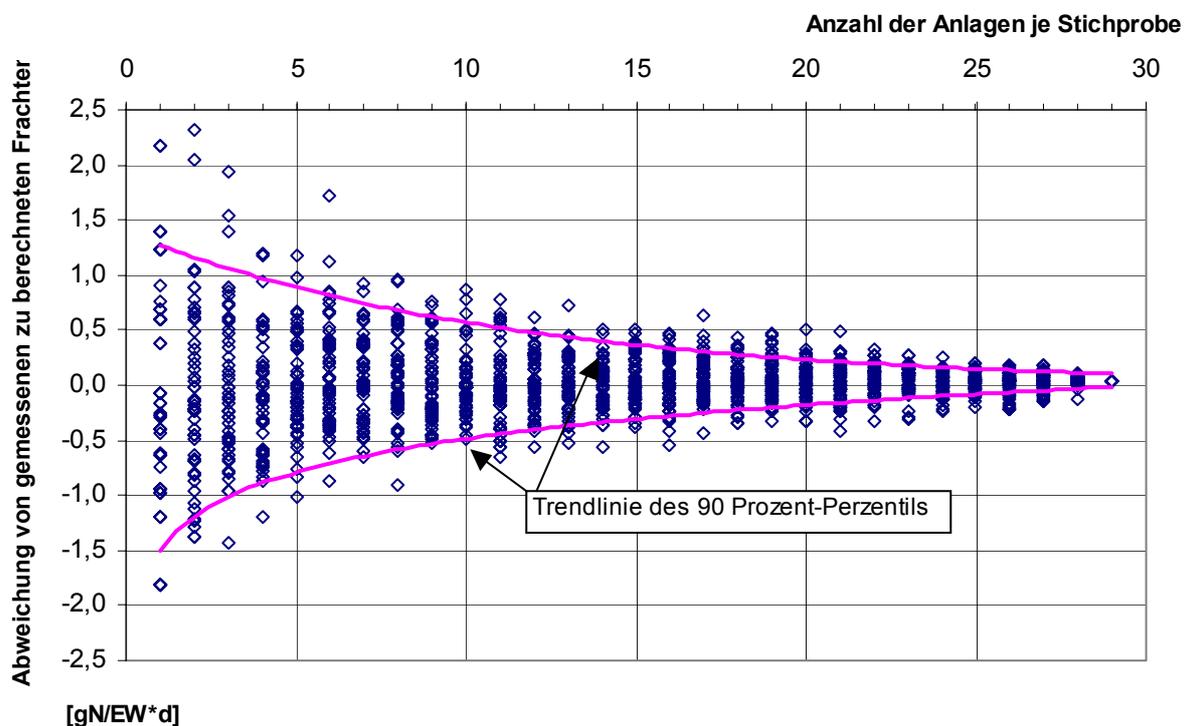


Abbildung 14: Abweichungen von gemessenen zu berechneten spezifischen N-Ablaufsraten (aus BSB und E) in Abhängigkeit der Anzahl an Anlagen je Stichprobe

Die in Abbildung 13 und Abbildung 14 dargestellten Abweichungen unterscheiden sich in der Art der Berechnung. Bei den in Abbildung 13 dargestellten Berechnungen wurde die für die Berechnung maßgebende N-Zulauffracht aus der P-Zulauffracht berechnet, bei jenen in Abbildung 14 wurde die N-Zulauffracht aus dem BSB-Zulaufwert und den aktuell angeschlossenen Einwohnern ermittelt.

### 5.3 Vergleich von Zu- und Ablaufrachten der Bundesländer mit errechneten Daten

Abschließend werden noch Zulauf- und Ablaufrachten der einzelnen Bundesländer, die dem Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (=BMLFUW) für das Jahr 2000 gemeldet wurden, eigenen Abschätzungen für Zulauf- und Ablaufrachten, welche auf den oben genannten Zusammenhängen beruhen, gegenübergestellt. Als Basis für die Berechnung der Daten wurden ausschließlich die Bemessungswerte der Anlagen sowie das Reinigungsziel der Kläranlagen – die der Beilage des Lageberichtes 2001 entnommen werden können – herangezogen. [Kommunale Abwasserrichtlinie der EU 91/271/EWG, Österreichischer Bericht 2001, Beilage – Liste der KA  $\geq$  2.000 EW].

Für die Berechnung der Zulauffrachten wurde wie bereits beschrieben, folgendermaßen vorgegangen: Es wird grundsätzlich davon ausgegangen, dass die mittlere Belastung (=EW-Belastung) 64 % vom EW-Ausbau ausmacht. Die BSB-Zulauffracht wurde unter der Annahme einer EW-Belastung von 60 g BSB je Tag berechnet. Aus dem durchschnittlichen Verhältnis von BSB zu CSB von 0,55 kann folglich die CSB-Fracht berechnet werden. Die Nges. Zulauffracht wurde mit Hilfe der einwohnerwertspezifischen Fracht von 8,8 g und die Pges. Zulauffracht mit einer einwohnerwertspezifischen Zulauffracht von 1,5 g je Tag berechnet.

Für die Berechnung der Ablaufrachten wurde für den BSB<sub>5</sub> von einem Wirkungsgrad von 97 % ausgegangen und für den CSB von 93 %. Bei der Stickstoffentfernung wurde je nach Reinigungsziel mit Wirkungsgraden von 36 % bei Anlagen mit reiner C-Entfernung, von 60 % bei nitrifizierenden Anlagen und von 80 % bei Anlagen, die auch auf Denitrifikation ausgelegt sind, gerechnet. Bei der Phosphorentfernung wurde berücksichtigt, ob es sich um Anlagen im Seeneinzugsgebiet handelt, die damit höheren Anforderungen unterliegen. Bei Anlagen im Seeneinzugsgebiet wurde mit einer durchschnittlichen Phosphorentfernung von 93 % gerechnet bei allen anderen P-Fällungsanlagen mit 85 % Entfernung. In Tabelle 4 wurden die Zu- und Ablaufrachten von BSB<sub>5</sub>, CSB, Nges. und Pges. zusammengestellt, wie sie von den Bundesländern gemeldet wurden. Der

Tabelle 5 können die eigenen Abschätzungen sowie die Abweichung der Abschätzung von den gemeldeten Werten entnommen werden.

Tabelle 4: Zu- und Ablaufrachten der neun Bundesländer lt. Angaben des BMLFUW

Angabel lt. BMLFUW (Anlagen >=2000EW)			Zulauf [t/a]				Ablauf [t/a]			
Bundesland	Anzahl	Bemessungswert EW60	BSB <sub>5</sub>	CSB	Nges	Pges	BSB <sub>5</sub>	CSB	Nges	Pges
Burgenland	40	808.347	9.109	16.500	1.479	231	448	1.565	280	31
Kärnten	26	1.080.950	13.765	27.650	2.283	386	378	1.642	626	72
Niederösterreich	196	3.394.519	43.848	81.092	6.090	1.006	1.235	5.450	1.799	161
Oberösterreich	112	2.761.793	36.454	70.800	6.899	1.064	1.210	6.860	2.151	184
Salzburg	38	1.371.788	23.131	39.326	2.830	510	444	2.217	978	197
Steiermark	135	1.830.544	30.113	57.240	4.987	1.244	950	4.296	2.040	235
Tirol	52	1.932.866	24.488	45.832	3.998	622	757	3.231	1.043	110
Vorarlberg	28	1.560.444	20.275	40.555	2.160	449	368	2.368	844	26
Wien	2	2.800.000	76.624	145.957	13.246	1.730	7.832	23.206	6.350	192
Gesamt	629	17.541.251	277.806	524.952	43.973	7.242	13.623	50.834	16.111	1.209
<b>Gesamt (ohne Wien)</b>	<b>627</b>	<b>14.741.251</b>	<b>201.182</b>	<b>378.995</b>	<b>30.727</b>	<b>5.512</b>	<b>5.791</b>	<b>27.629</b>	<b>9.761</b>	<b>1.017</b>

Tabelle 5: Berechnete Zu- und Ablaufrachten der neun Bundesländer sowie die Abweichung der berechneten zu den veröffentlichten Werten

Berechnete Werte (Anlagen >= 2000 EW)			Zulauf [t/a]				Ablauf [t/a]			
Bundesland	Anzahl	Bemessungswert EW60	BSB <sub>5</sub>	CSB	Nges	Pges	BSB <sub>5</sub>	CSB	Nges	Pges
Burgenland	40	808.347	11.330	20.600	1.652	283	340	1.442	334	35
<i>%-Abweichung</i>			<i>24%</i>	<i>25%</i>	<i>12%</i>	<i>23%</i>	<i>-24%</i>	<i>-8%</i>	<i>19%</i>	<i>15%</i>
Kärnten	26	1.080.950	15.635	28.428	2.280	391	469	1.990	593	71
<i>%-Abweichung</i>			<i>14%</i>	<i>3%</i>	<i>0%</i>	<i>1%</i>	<i>24%</i>	<i>21%</i>	<i>-5%</i>	<i>-2%</i>
Niederösterreich	196	3.394.519	47.578	86.505	6.938	1.189	1.427	6.055	1.939	230
<i>%-Abweichung</i>			<i>9%</i>	<i>7%</i>	<i>14%</i>	<i>18%</i>	<i>16%</i>	<i>11%</i>	<i>8%</i>	<i>43%</i>
Oberösterreich	112	2.761.793	38.709	70.381	5.645	968	1.161	4.927	2.045	196
<i>%-Abweichung</i>			<i>6%</i>	<i>-1%</i>	<i>-18%</i>	<i>-9%</i>	<i>-4%</i>	<i>-28%</i>	<i>-5%</i>	<i>6%</i>
Salzburg	38	1.371.788	19.227	34.958	2.804	481	577	2.447	995	168
<i>%-Abweichung</i>			<i>-17%</i>	<i>-11%</i>	<i>-1%</i>	<i>-6%</i>	<i>30%</i>	<i>10%</i>	<i>2%</i>	<i>-15%</i>
Steiermark	135	1.830.544	25.657	46.649	3.742	641	770	3.265	1.400	242
<i>%-Abweichung</i>			<i>-15%</i>	<i>-19%</i>	<i>-25%</i>	<i>-48%</i>	<i>-19%</i>	<i>-24%</i>	<i>-31%</i>	<i>3%</i>
Tirol	52	1.932.866	27.091	49.256	3.951	677	813	3.448	972	107
<i>%-Abweichung</i>			<i>11%</i>	<i>7%</i>	<i>-1%</i>	<i>9%</i>	<i>7%</i>	<i>7%</i>	<i>-7%</i>	<i>-3%</i>
Vorarlberg	28	1.560.444	21.871	39.766	3.190	547	656	2.784	638	38
<i>%-Abweichung</i>			<i>8%</i>	<i>-2%</i>	<i>48%</i>	<i>22%</i>	<i>78%</i>	<i>18%</i>	<i>-24%</i>	<i>47%</i>
<b>Gesamt(ohne Wien)</b>	<b>627</b>	<b>14.741.251</b>	<b>207.098</b>	<b>376.542</b>	<b>30.202</b>	<b>5.177</b>	<b>6.213</b>	<b>26.358</b>	<b>8.916</b>	<b>1.088</b>
<i>%-Abweichung</i>			<i>-3%</i>	<i>1%</i>	<i>2%</i>	<i>6%</i>	<i>-7%</i>	<i>5%</i>	<i>9%</i>	<i>-7%</i>

Interessant ist, dass trotz einzelner starker Abweichungen für einzelne Bundesländern die Abweichungen für Gesamtösterreich bei allen Werten unter 10 % liegen. Nicht in den Vergleich mit aufgenommen wurde Wien, da sich die Abwassercharakteristik sowohl der Konzentration als auch der Menge nach sehr stark vom österreichischen Durchschnitt unterscheidet und somit die Durchschnittswerte nicht angewendet werden können. Ebenso wurden die Zu- und Ablauffrachten von Industriekläranlagen mit einem sehr geringen kommunalen Anteil der Bundesländer Oberösterreich und Steiermark nicht berücksichtigt. Bei den Zulaufdaten weichen die eigenen Abschätzungen vor allem beim Stickstoffzulauf der Vorarlberger Anlagen und beim Phosphorzulauf der Anlagen aus der Steiermark sehr stark von den Angaben der Länder ab. Dazu kann gesagt werden, dass bei der verhältnismäßig geringen Anzahl an Kläranlagen des Landes Vorarlberg einzelne Großanlagen mit hohem Industrieanteil stärker zum Tragen kommen als in anderen Bundesländern. Dies erklärt auch die relativ hohen Abweichungen von Stickstoff und Phosphor im Ablauf der Vorarlberger Kläranlagen. Die vom Bundesland Steiermark angegebenen Phosphorzulauffrachten sind im Vergleich zu den berechneten Frachten wesentlich höheren. Diesbezüglich muss hinterfragt werden, ob die einwohnerwertspezifischen Phosphorzulauffrachten von 2,5 g Phosphor je Tag (errechnet aus CSB-Zulauffrachten  $\rightarrow$  EW-CSB110), wie sie für das Land Steiermark angegeben werden, tatsächlich gemessenen Werten entspricht und ob diese auch plausibel sind.

Abweichungen bei den Ablauffrachten sind anders zu bewerten als bei den Zulaufwerten. Die verwendeten Entfernungsgrade wurden aus der Häufigkeitsverteilungen und Mittelwertbildungen abgeleitet. Die Erhöhung der angenommenen 97 % Wirkungsgrad auf 98 % bei der BSB<sub>5</sub> Entfernung hat eine Reduktion der berechneten Ablauffracht um ein Drittel zur Folge! Es ist daher durchaus möglich, dass der BSB<sub>5</sub>-Wirkungsgrad der Vorarlberger und Salzburger Anlagen 98 % beträgt. Auch eine durchschnittliche Phosphorentfernung von 94 % anstelle der angenommenen 93 % bei den Anlagen Vorarlbergs ist möglich. Ähnliches gilt für die Phosphorablauffracht von Niederösterreich. Von den insgesamt 196 Anlagen wurde bei 152 Anlagen eine Phosphorfällung ausgewiesen und diese mit 85 %iger P-Reduktion berücksichtigt. Dass bei den von Niederösterreich angegebenen Werten eine P-

Reduktion von durchschnittlich 84 % erreicht wird, obgleich rund 9 % der Einwohnerwerte (Ausbau) keine Phosphorfällung aufweisen, wäre nur dann möglich wenn bei Anlagen mit P-Fällung durchschnittlich 90 % des Phosphors entfernt werden.

Insgesamt konnten jedoch mit einer einfachen Abschätzung die Angaben der Bundesländer und im speziellen die Gesamtemissionen Österreichs recht gut nachvollzogen werden.

## 6 Zusammenfassung

Betrachtet man den Verbrauch von Nahrungsmitteln, Wasch- oder Geschirrspülmitteln bzw. den Anfall von menschlichen Ausscheidungen, so kann man über mittlere Stickstoff- und Phosphorgehalte Einträge in das Abwasser aus Haushalten von 11 – 13 gN/(E.d) bzw. 1,6 – 2,0 gP/(E.d) errechnen. Die Auswertung einer Vielzahl von Kläranlagendaten (Ausbaugrößen 5.000 – 300.000 EW) zeigt, dass im überwiegend häuslichen Abwasser pro  $EW_{BSB60}$  vergleichbare Werte gefunden werden. Im Mittel lassen sich aus den Kläranlagendaten Werte von 11 gN/(E.d) und 1,6 gP/(E.d) im rein häuslichen Abwasser ableiten.

Die spezifischen Stickstoff- und Phosphorfrachten aus Industrie und Gewerbe schwanken in einem weiten Bereich von 0 – 13 gN/(EGW.d) bzw. 0,3 – 2,0 gP/(EGW.d). Im Mittel liegen die Werte bei 6,5 gN/(EGW.d) und 1,3 gP/(EGW.d). Bei einem mittleren Verhältnis von angeschlossenen Einwohnern zu der mittleren Kläranlagenbelastung von 0,63 % ergeben sich im kommunalen Abwasser spezifische Frachten, welche im Mittel bei 8,8 gN/(EW.d) bzw. 1,5 gP/(EW.d) liegen. Das mittlere Verhältnis zwischen der mittleren Belastung und der Ausbaugröße lag bei 64 %.

Sind neben den CSB-, Stickstoff-, und Phosphorzulauffrachten auch die auf einer Kläranlage angeschlossenen Einwohner bekannt, so können die oben genannten Zusammenhänge zu einer sehr einfachen Plausibilitätskontrolle der Kläranlagendaten genutzt werden.

Für das Nges. zu  $\text{NH}_4\text{-N}$  Verhältnis im Zulauf von kommunalen Kläranlagen konnte gezeigt werden, dass es in einem weiten Bereich schwanken kann und im Mittel bei 1,75 liegt. Pges zu  $\text{PO}_4\text{-P}$  Verhältnisse schwanken weniger stark und liegen im Mittel bei ca. 1,55.

Eliminationsraten für Kohlenstoff weisen eine geringe Streuung auf und liegen beim CSB im Mittel bei 93 % und beim  $\text{BSB}_5$  bei 97 %. Die Stickstoffentfernungsraten streuen wesentlich stärker. Bei Anlagen, die nur auf Kohlenstoffentfernung ausgelegt sind, kann man von Entfernungsraten mit ca. 35 % ausgehen, bei Anlagen ausgelegt auf Nitrifikation mit ca. 60 % und bei jenen, die auf Nitrifikation und Denitrifikation ausgelegt sind, mit ca. 80 %. Mittlere P-Entfernungsraten für Kläranlagen mit Phosphorentfernung liegen bei 85 % beziehungsweise weisen diese Phosphorablaufkonzentrationen von 0,75 mg/l auf. Handelt es sich um Anlagen  $\geq 10.000$  EW-Ausbau im Seeneinzugsgebiet, muss mit höheren Entfernungsraten (93 %) beziehungsweise Phosphorablaufkonzentrationen kleiner 0,5 mg/l gerechnet werden.

Werden bei unvollständiger Datenlage die dargestellten Kennzahlen verwendet, um Stickstoff- und Phosphorfrachten im Zu- und Ablauf von Kläranlagen abzuschätzen, so zeigt sich, dass für Einzelanlagen die Abweichung der abgeschätzten Frachten von den gemessenen erheblich sein kann. Die Standardabweichung der gerechneten von den gemessenen Frachten beträgt im Zulauf etwa 10 – 40 %, je nachdem welche Ausgangsdaten zur Verfügung stehen. Im Ablauf beträgt die Abweichung bis zu 55 % beim Stickstoff und bis zu 70 % beim Phosphor.

Wird die Abschätzung für mehrere Kläranlagen gemeinsam durchgeführt (z.B. Regionen, oder Flusseinzugsgebiete) so ist jedoch über eine Abschätzung eine recht gute Annäherung an die gemessenen Frachten sowohl im Zulauf als auch im Ablauf zu erreichen. Es wurde zum Beispiel im Mittel über 20 Anlagen eine Anpassung der Abschätzung an gemessene Werte erreicht, die für die Stickstoff-Ablauffrachten nicht über 20 % hinausgeht. Bei einer höheren Anzahl der Anlagen wird dieses Ergebnis noch verbessert. Die Qualität der Abschätzung für den Ablauf ist dabei weitgehend unabhängig von der Ausgangsdatenlage. Bereits die Auslegungsdaten wie EW-Bemessung und Reinigungsziel (z.B. Nitrifikation, Denitrifikation) sind für diese Abschätzung ausreichend.

Abschätzungen für die Zulauf- und Abauffrachten von kommunalen Kläranlagen werden die Erhebung von Messdaten auf den Kläranlagen in keiner Weise ersetzen können. Betriebskontrolle, Erhebungen von Daten zu Einzelanlagen und Erfassung von Trends in der Entwicklung von Zu- bzw. Abauffrachten können nur über Messungen durchgeführt werden. Auch müssen Kennzahlen immer wieder durch Messdaten aktualisiert werden. Fehlen jedoch Daten zu Einzelanlagen bei einer großräumigen Betrachtung oder sollen Daten von Einzelanlagen grob auf Plausibilität geprüft werden, ohne dass dabei jede Einzelanlage über die Erstellung von Bilanzen geprüft werden kann, so können die hier dargestellten Kenngrößen eine gute Basis dafür darstellen.

## 7 Literatur

- Andreottola G., Bonomo L., Poffiali 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), pages 13-19.
- ATV Regelwerk Abwasser-Abfall (2000): Arbeitsblatt A131, Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Mai 2000
- Baccini P., Brunner P.H. (1991): *Metabolism of the Anthroposphere*, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York
- Bundesgesetzblatt Nr. 210 (1996): Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft über die Begrenzung aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (1.AEV für kommunales Abwasser), Wien
- Kommunale Abwasserrichtlinie der EU 91/271/EWG: Österreichischer Bericht 2001  
Beilage – Liste der KA  $\geq$  2.000 EW, Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft  
Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien
- Kroiss H., Zessner M., Deutsch K., Schaar W. und Kreuzinger N. (1998):  
Nährstoffbilanzen der Donauanrainerstaaten, Erhebungen für Österreich, Studie im Auftrag des Österreichischen Bundeskanzleramtes, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien
- Laak R. (1980): *Wastewater engineering design for unsewered Areas*, Ann Arbor Science Publishers Inc/the Butterworth Group

- Lampert Ch., Stark W., Kernbeis R., Brunner P.H. (1997): Stoffflußanalysen der Siedlungsentwässerung der beiden Regionen „Gresten“ und „Grafenwörth“, Studie im Rahmen des Niederösterreichischen Klärschlammkonzeptes, Studie im Auftrag der Amtes der Niederösterreichischen Landesregierung, Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Abteilung Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien
- Lindtner, S., Nowak, O. and Kroiss, H. (2002): Benchmarking für Abwasserreinigungsanlagen. Wiener Mitteilungen, 176, 95-132
- Nowak, O. (2002): Bilanzierung in der Abwasserreinigung, Habilitation, Technische Universität Wien,
- Pöpel F. (1973/96) Lehrbuch für Abwassertechnik und Gewässerschutz. Deutscher Fachschriften Verlag, Wiesbaden.
- Zessner, M. (1999) Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers, Dissertation, Wiener Mitteilungen, Band 157.

Korrespondenz an:

Stefan Lindtner,  
1040 Wien, Karlsplatz 13/226/1  
01/58801-22613  
lindtner@iwag.tuwien.ac.at

Matthias Zessner  
1040 Wien, Karlsplatz 13/226/1  
01/58801-22613  
mzessner@iwag.tuwien.ac.at



# Stickstoffentfernung auf Kläranlagen – Bewährte und neue Wege –

C. Helmer-Madhok

Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik, Universität Hannover

**Kurzfassung:** Hoch stickstoffhaltige Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis sind überaus problematisch für die biologische Stickstoffelimination über die klassischen Prozesse Nitrifikation/Denitrifikation. Um die Grenzen der klassischen Verfahrenstechnik klar ziehen und Potentiale alternativer Behandlungsstrategien vergleichend beurteilen zu können, werden zunächst die mikrobiologischen Grundlagen der Nitrifikation und Denitrifikation mit ihren betrieblich relevanten Einflußfaktoren zusammengefaßt. Daran anknüpfend werden problematische Abwässer in ihrer Auswirkung auf die klassische Nitrifikation/Denitrifikation dargestellt. Ein Überblick macht deutlich, welche „neuen“ mikrobiellen Stoffwechselwege zur biologischen Stickstoffelimination heute zur Verfügung stehen. Die Deammonifikation (Nitritation/anaerobe Ammoniumoxidation) wird als neues Behandlungskonzept für hoch stickstoffhaltige Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis vorgestellt und in den Möglichkeiten ihrer verfahrenstechnischen Nutzung diskutiert.

**Key-Words:** ANAMMOX, Biofilm, Deammonifikation, Nitritation

## 1 Einleitung

Zwar hat sich die Qualität der großen deutschen Fließgewässersysteme in den 90er Jahren durch einen konsequenten Ausbau von kommunalen und industriellen Kläranlagen und der damit verbundenen biologischen Stickstoffelimination wesentlich verbessert, die etablierte Verfahrenstechnik einer Nitrifikation/Denitrifikation entspricht dabei aber nicht immer den heutigen Anforderungen an eine ressourcenschonende und nachhaltige Entwicklung. So ist die Behandlung von hoch stickstoffhaltigen Abwässern bzw. Abwasserteilströmen mit niedrigem C/N-Verhältnis nach dem klassischen Konzept der Nitrifikation/Denitrifikation nur unter einem erheblichen Energie- und Kostenaufwand möglich. Aufgrund der hohen Anforderungen an die Ablaufqualität von Kläran-

lagen bei gleichzeitig beträchtlichem Kostendruck auf die Abwasserbehandlung stellt sich die grundsätzliche Frage, ob es tatsächlich immer sinnvoll und wirtschaftlich ist, problematische Abwasserqualitäten mit eigentlich abweichenden Behandlungsansprüchen im Hauptstrom von Kläranlagen mitzuführen und mitzubehandeln. Die Alternative liegt in einer separaten (Vor-)Behandlung mit speziell angepaßten Reinigungskonzepten.

Für die Behandlung hoch stickstoffhaltiger Teilströme mit niedrigem C/N-Verhältnis sind inzwischen sowohl chemisch-physikalische als auch biologische Behandlungskonzepte entwickelt. Die biologischen Konzepte beruhen auf neu entdeckten und daher bislang abwassertechnisch ungenutzten Stoffwechselformen im Stickstoffumsatz, die es u.a. ermöglichen, die Stickstoffelimination vom organischen Kohlenstoffangebot gänzlich zu entkoppeln. Um die Grenzen der klassischen Verfahrenstechnik einer Stickstoffelimination durch Nitrifikation/ Denitrifikation klar ziehen und die Potentiale neuer Möglichkeiten durch alternative Stoffwechselwege vergleichend beurteilen zu können, soll hier ein Überblick über bewährte und neue Wege der Stickstoffentfernung auf Kläranlagen gegeben werden.

## **2 Klassische biologische Stickstoffentfernung in Kläranlagen**

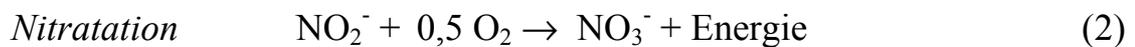
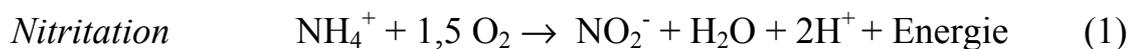
### **2.1 Mikrobiologische Grundlagen der Nitrifikation und Denitrifikation**

#### 2.1.1 Nitrifikation

Bei der Nitrifikation wird Ammonium in einem zweistufigen Prozeß über Nitrit zu Nitrat oxidiert. Nach der klassischen Vorstellung ist dieser Prozeß ausschließlich an chemolithoautotrophe Bakterien der Familie *Nitrobacteriaceae* gekoppelt. Heute weiß man, daß chemolithoautotrophe Nitrifikanten nicht alle obligat aerob und obligat chemolithoautotroph sind, sondern über eine größere Stoffwechselvielfalt verfügen. Dennoch wird das chemolithoautotrophe Wachstum der *Nitrobacteriaceae* als vorherrschend im normalen Kläranlagenbetrieb angesehen, während die tatsächliche Nutzung alternativer Stoffwechselwege nur unter gezielt angepaßten Betriebsstrategien möglich ist. Hier soll sich zunächst auf den klassisch chemolithoautotrophen Stoffwechsel der Ammonium- und Nitritoxidierer beschränkt werden.

Obwohl die chemolithoautotrophen Ammonium- und Nitritoxidierer als *Nitrobacteriaceae* zusammengefaßt werden, sind sie phylogenetisch nicht miteinander verwandt. *Nitrosomonas* sp. bzw. *Nitrobacter* sp. stehen als „Modellorganismen“ für die ingenieurwissenschaftliche Betrachtung der Ammonium- bzw. Nitritoxidation in Kläranlagen, obwohl inzwischen auch vielfach *Nitrosospira* sp. und *Nitrospira* sp. in belebten Schlämmen identifiziert werden.

Die Ammoniumoxidation (Nitritation) und die Nitritoxidation (Nitratation) lassen sich mit folgenden Reaktionsgleichungen beschreiben:



Da sich die chemolithoautotrophen Bakterien in der energetisch ungünstigen Lage befinden, daß ihre Substrate ein stark positives Redoxpotential besitzen, läßt sich die Substratoxidation nicht mit einer Reduktion von NAD koppeln. Reduziertes NAD wird jedoch zur CO<sub>2</sub>-Fixierung im Ribulosebisphosphat-Zyklus benötigt, so daß ein Teil der in den Reaktionen gewonnenen Reduktionsäquivalente zum Zwecke der NAD-Reduktion in einen rückläufigen Elektronentransport gesteckt werden muß. Der Rest kann in die Atmungskette eingeschleust zum Energiegewinn genutzt werden, allerdings kann sowohl in der Nitritation als auch in der Nitratation jeweils nur eine Phosphorylierungsstelle genutzt werden. Der Energiegewinn ist dementsprechend gering und fließt noch dazu anteilig in den energieverbrauchenden rückläufigen Elektronentransport.

Die geringe Energieausbeute kommt in einem geringen Zellertrag Y pro umgesetztem Substrat zum Ausdruck. Zur Synthese von 1 g Biomasse müssen Ammonium- und Nitritoxidierer viel größere Stoffmengen umsetzen, als z.B. heterotrophe Bakterien. Unter Verwendung der vereinfachten Formel C<sub>5</sub>H<sub>7</sub>O<sub>2</sub>N für die Biomasse und Berücksichtigung des für den Aufbau der Biomasse verwendeten Stickstoffs kann die Gesamtreaktion der Nitrifikation wie folgt formuliert werden:



Entsprechend dieser Gleichung ergibt sich ein Zellertrag der Nitrifikanten Y<sub>NIT</sub> von 0,17 g Biomasse pro g NH<sub>4</sub>-N. Ausgehend vom stöchiometrischen Wert für

den Sauerstoffverbrauch ergibt sich dieser zu 4,2 g O<sub>2</sub> pro g NH<sub>4</sub>-N. Pro mol NH<sub>4</sub><sup>+</sup> werden 1,98 mol H<sup>+</sup> gebildet, die wiederum 1,98 mol HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> an Säurekapazität verbrauchen, d.h. pro mg NH<sub>4</sub>-N werden 0,14 mmol Säurekapazität verbraucht.

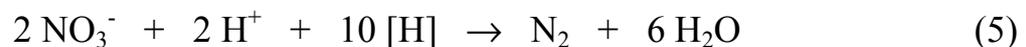
Die wesentlichsten Kennzeichen der Nitrifikation mit weitreichenden Auswirkungen auf die Bemessung und den Betrieb von nitrifizierenden Kläranlagen sind demnach

- der hohe Sauerstoffverbrauch,
- die starke Säureproduktion,
- der niedrige Zellertrag.

### 2.1.2 Denitrifikation

Die Denitrifikation ist ein bakterieller Atmungsprozeß, der eine schrittweise Reduktion von Stickstoffoxiden an einen membrangebundenen Elektronentransport koppelt, der wiederum den Aufbau eines Protonengradienten und damit verknüpft eine Regeneration von ATP durch Atmungskettenphosphorylierung ermöglicht.

Gewöhnlich dienen organische Kohlenstoffverbindungen als Elektronendonatoren während der Denitrifikation. Sie werden dabei – wie bei der Sauerstoffatmung – zu CO<sub>2</sub> und H<sub>2</sub>O abgebaut. Die Bruttoreaktionsgleichung (Gleichung (5)) macht deutlich, daß pro mol NO<sub>3</sub><sup>-</sup> ein mol H<sup>+</sup> verbraucht wird, so daß bei der Denitrifikation genau die Hälfte der bei der Nitrifikation verloren gegangenen Säurekapazität wieder zurückgewonnen wird – pro mg NO<sub>3</sub>-N 0,07 mmol Säurekapazität.



Der Prozeß der Denitrifikation ist unter aeroben Bakterien weit verbreitet. Die Bakterien verfügen über das komplette Atmungssystem, so daß das Enzymsystem der Denitrifikation nur unter anoxischen Bedingungen induziert wird, da bei thermodynamischer Betrachtung aus der Denitrifikation als Nitratatmung ein um etwa 10% geringerer Energiegewinn gegenüber der Sauerstoffatmung resultiert (Mudrack u. Kunst 1994).

Der Umsatz von Nitrat zu molekularem Stickstoff erfolgt über mehrere, mehr oder weniger unabhängige Reaktionen, die von verschiedenen Enzymen kataly-

siert werden und alle gemeinsam haben, daß sie ein anorganisches Stickstoffoxid als terminalen Elektronenakzeptor für die Atmung verwenden. Das Endprodukt einer vollständigen Denitrifikation ist molekularer Stickstoff. Nitrit, Stickstoffmonoxid oder Distickstoffoxid können als Intermediate freigesetzt werden. Bei unvollständiger Expression der Denitrifikationsenzyme treten sie aber auch als Endprodukte auf (Lloyd et al. 1987, Robertson u. Kuenen 1990). Weder die Nitrat- noch die  $N_2O$ -Atmung sind bei strenger Auslegung der Definition Denitrifikationsreaktionen, weil sie keine Stickstoffentbindung aus fixierten in gasförmige Verbindungen beinhalten (Zumft 1992). So kann eine  $N_2O$ -Atmung unabhängig von einer Denitrifikation ablaufen und umgekehrt besitzt nicht jedes denitrifizierende Bakterium die Fähigkeit zur  $N_2O$ -Atmung. Die Nitratatmung ist unter den Mikroorganismen weit verbreitet, wobei die Mehrzahl dieser Nitratatmer nicht zu einer wirklichen Denitrifikation in der Lage sind, d.h. sie können das Endprodukt der Nitratatmung Nitrit nicht weiter reduzieren. Wo auch immer man die Definition für eine Denitrifikationsreaktion ansetzen will, die Reaktionen der Nitrat-, Nitrit- und  $N_2O$ -Atmung sind unter biochemischen Gesichtspunkten und bezogen auf den Energiehaushalt der Zelle qualitativ durchaus vergleichbar (Zumft 1992) und werden im ingenieurwissenschaftlichen Sprachgebrauch unter die Klammer „Denitrifikation“ gefaßt.

Zusammenfassend lassen sich folgende wichtige Grundsätze für die Denitrifikation im praktischen Kläranlagenbetrieb ableiten:

- Im belebten Schlamm sind in der Regel – spätestens nach einer Einarbeitungszeit von einigen Tagen – Denitrifizierer in ausreichender Menge enthalten.
- Für die Gewährleistung einer möglichst vollständigen Denitrifikation bis zum  $N_2$  sollten anoxische Verhältnisse vorliegen (kein meßbarer gelöster Sauerstoff).
- Eine an der umzusetzenden Nitrat- oder Nitritfracht orientierte Menge an abbaubaren organischen Kohlenstoffverbindungen muß zur Verfügung stehen.
- Der Nitrat- oder Nitritstickstoff wird in gasförmige Stickstoffverbindungen umgesetzt, die nur begrenzt in Wasser löslich sind und demzufolge in die Atmosphäre entweichen.
- Die Denitrifikation geht mit einem Gewinn an Säurekapazität einher.

## 2.2 Einflußfaktoren auf die Nitrifikation/Denitrifikation

### 2.2.1 Nitrifikation

Die Tatsache, daß es sich bei den Nitrifikanten um Spezialisten handelt, die noch dazu sehr langsam wachsen, macht sie zu einer empfindlichen Bakteriengruppe innerhalb der Mischbiozönose einer Kläranlage. Da die betriebliche Praxis immer am schwächsten Glied in der Kette zu orientieren ist, ist es in diesem Fall besonders wichtig, Einflußfaktoren auf die ohnehin schon geringen Wachstumsraten der nitrifizierenden Bakterien zu kennen und in der verfahrenstechnischen Umsetzung zu berücksichtigen.

#### *Temperatur*

Wie alle biologischen Reaktionen so werden auch die Geschwindigkeiten der Ammonium- und der Nitritoxidation deutlich von der Temperatur beeinflusst. Die Abhängigkeit der Wachstumsraten ( $\mu$ ) von der Temperatur (T) kann nach Knowles et al. (1965) durch folgende Gleichungen bestimmt werden:

$$\text{Nitritation (Nitrosomonas): } \mu_{\max} = 0,47 \cdot 1,103^{(T-15)} \quad [\text{d}^{-1}] \quad (6)$$

$$\text{Nitratation (Nitrobacter): } \mu_{\max} = 0,78 \cdot 1,06^{(T-15)} \quad [\text{d}^{-1}] \quad (7)$$

Die Wachstumsrate der Ammoniumoxidierer ist im Temperaturbereich kommunaler Anlagen geringer als die der Nitritoxidierer und somit geschwindigkeitsbestimmend für die Gesamtreaktion. Wird sowohl den Ammonium- als auch den Nitritoxidierern durch die Wahl eines ausreichend großen Schlammalters mindestens eine der jeweiligen Generationszeit entsprechende Verweilzeit im System eingeräumt, erfolgt die Nitrifikation unter normalen Bedingungen vollständig, d.h. ohne Anreicherung von Nitrit.

#### *Sauerstoff*

Die Aktivität nitrifizierender Bakterien wird durch die Konzentration an gelöstem Sauerstoff beeinflusst. Bernet et al. (2001) gehen von der Hypothese aus, daß unter limitierenden Sauerstoffkonzentrationen eine Konkurrenz zwischen Ammonium- und Nitritoxidierern um Sauerstoff einsetzt, die letztlich dazu führt, daß sich der besser angepaßte Organismus in der Mischbiozönose gegenüber dem schlechter angepaßten anreichern kann. Tatsächlich hat sich in zahlreichen Untersuchungen gezeigt, daß  $K_{\text{NH}_4\text{-N},\text{O}_2} < K_{\text{NO}_2\text{-N},\text{O}_2}$  ist, d.h. daß Ammoniumoxidierer eine größere Affinität zu Sauerstoff haben als Nitritoxidierer (Siegrist u.

Gujer 1987, Jayamohan et al. 1988, Stevens et al. 1989, Laanbroek u. Gerards 1993). So ist unter niedrigen Sauerstoffkonzentrationen häufig eine Nitritanreicherung zu beobachten (Jayamohan et al. 1988, Hanaki et al. 1990, Garrido et al. 1997, Joo et al. 2000).

#### *Ammonium- bzw. Nitritkonzentration*

Natürlich wird die Aktivität der Nitrifikanten und damit ihre Wachstumsrate auch wesentlich durch die Konzentration der Ausgangssubstrate Ammonium bzw. Nitrit für die Reaktionen der Nitritation bzw. Nitratation bestimmt. Die nicht dissoziierten Verbindungen Ammoniak und salpetrige Säure stellen die eigentlichen Substrate der Ammonium- bzw. Nitritoxidation dar, wirken aber gleichzeitig ab bestimmten Grenzkonzentrationen als Hemmstoffe auf die Nitrifikanten, so daß nitrifizierende Systeme Grenzen in ihrer Belastbarkeit mit Stickstoffverbindungen unterworfen sind. Bei Abwässern mit hohen Stickstoffkonzentrationen können Substratüberschuß- oder Produkthemmungen beider Nitrifikationsschritte vorkommen. So wird die Nitritation durch einen Substratüberschuß von Ammoniak aber auch durch salpetrige Säure als Inhibitor, die Nitratation durch einen Substratüberschuß von salpetriger Säure aber auch durch Ammoniak als Inhibitor gehemmt (Abeling 1994). Der Anteil an Ammoniak nimmt mit steigendem pH-Wert und steigender Temperatur zu, der Anteil an salpetriger Säure nimmt dagegen mit sinkendem pH-Wert und sinkender Temperatur zu.

Zahlreiche Untersuchungen beschäftigten sich intensiv damit, Grenzwerte für Ammoniak und salpetrige Säure zu definieren, bei deren Unterschreitung eine stabile Nitrifikation garantiert werden kann. Inzwischen hat sich aber gezeigt, daß Belastungsgrenzen für jedes Abwasser-/ Schlammgemisch neu zu definieren sind, da ebenso wie die Sättigungskonstanten auch die Hemmkonstanten stark von den jeweiligen Milieubedingungen, der Geschichte des belebten Schlammes und der Adaptation an bestimmte Inhaltsstoffe abhängen (Abeling 1994, Nowak et al. 1994, Suwa et al. 1994, Groeneweg et al. 1994). Dies erklärt auch die breite Palette der in der Literatur angegebenen Hemmgrenzen für Ammonium- und Nitritoxidierer.

### *pH-Wert*

Der pH-Wert hat einen erheblichen Einfluß auf biologische Reaktionen. Für die Nitrifikation liegt der optimale pH-Wert bei belebten Schlämmen im Bereich von 7,5 bis 8,5, bei Biofilmen etwas höher im Bereich von 8,5 bis 9,5 (Rheinheimer et al. 1988). Da der pH-Wert maßgeblich auf die Dissoziation von Ammoniak und salpetriger Säure wirkt, ist es außerordentlich schwierig, zwischen direkten Auswirkungen von pH-Wertänderungen und indirekten Auswirkungen infolge von Verschiebungen der pH-abhängigen Dissoziationsgleichgewichte zu unterscheiden. Bei Absenkungen des pH-Wertes unter den optimalen Bereich setzt schnell eine deutliche Verminderung der Nitrifikationsleistung ein, während eine pH-Werterhöhung auf pH 9,5 nur geringe Auswirkungen zeigt (Matsché 1987). Bei niedrigen pH-Werten nimmt die Konzentration an salpetriger Säure zu, die bereits in relativ geringen Konzentrationen sowohl die Nitritation als auch die Nitratation hemmt, während bei höheren pH-Werten vermehrt Ammoniak vorliegt, das zumindest für die Nitritation als bevorzugtes Substrat gilt. Hier besteht allerdings die Gefahr einer Nitritanreicherung durch Nitrationshemmung.

Bei der Oxidation von 1 mol  $\text{NH}_4^+$  entstehen ca. 2 mol  $\text{H}^+$ -Ionen, die neutralisiert werden müssen, damit der pH-Wert nicht absinkt. Dies geschieht i.d.R. unter Nutzung der Säurekapazität des Abwassers. Die Säurekapazität eines Abwassers kann als ausreichend für eine ungehemmte Nitrifikation angesehen werden, wenn

- pro mg zu oxidierendes  $\text{NH}_4\text{-N}$  0,14 mmol an Säurekapazität zur Verfügung stehen und
- eine Restsäurekapazität nach erfolgter Nitrifikation von 0,2 mmol/l eingehalten werden kann (Kapp 1985).

Durch eine anschließende Denitrifikation kann die Hälfte der bei der Nitrifikation verbrauchten Säurekapazität zurückgewonnen werden.

### *Hemmstoffe*

Ein wichtiger Aspekt möglicher Hemmwirkungen auf die Nitrifikation wurde mit der Betrachtung der negativen Effekte höherer Konzentrationen an Ammoniak oder salpetriger Säure unter dem Stichwort „Ammonium- bzw. Nitritkonzentration“ bereits vorgestellt. Darüber hinaus gibt es aber eine Vielzahl von Verbindungen im Abwasser – organische Stoffe, Schwermetalle und Salze – die

jeweils abhängig von ihrer Konzentration eine toxische Wirkung auf Nitrifikanten haben können. Die hohe Empfindlichkeit gegenüber toxischen Stoffen erklärt sich u.a. aus den langsamen Wachstumsgeschwindigkeiten, wobei die Ammoniumoxidierer aufgrund ihres komplexeren Enzymsystems eine noch niedrigere Hemmschwelle besitzen als Nitritoxidierer. So sind für die Ammoniumoxidierer nach Rheinheimer et al. (1988) wesentlich mehr Hemmstoffe nachgewiesen und die Hemmkonzentrationen liegen für die Nitrifikation meist niedriger. In zahlreichen Untersuchungen hat sich die Ammoniummonooxygenase (AMO) unter den Nitrifikationsenzymen als sensibelstes gegenüber toxischen Einflüssen gezeigt (Tomlinson et al. 1986, Hooper u. Terry 1973), so daß die AMO auch als Schlüsselenzym der Nitrifikation betrachtet wird (Schweighofer 1997). Diese erhöhte Empfindlichkeit führt im Falle einer Hemmung durch toxische Stoffe meist zu einem kompletten Erliegen der Nitrifikationsaktivität, da schon der erste Schritt, die Oxidation von Ammonium zu Hydroxylamin gehemmt ist.

### 2.2.2 Denitrifikation

Die Tatsache, daß die Fähigkeit zur heterotrophen Denitrifikation nicht auf wenige Spezialisten beschränkt ist, sondern von einer Vielzahl verschiedener Mikroorganismen als alternative Stoffwechselleistung zur Sauerstoffatmung unter anoxischen Bedingungen durchgeführt werden kann, macht den Prozeß in der abwassertechnischen Nutzung insgesamt robuster durch breitere Toleranzen gegenüber verschiedenen Einflußfaktoren. So findet die Denitrifikation in einem breiten *pH-Bereich* zwischen 5,8 und 9,2 statt (Painter 1970). Abeling (1994) gibt den pH-Bereich für eine ungehemmte Denitrifikation mit 6,5 - 8,5 an, solange mit der Verschiebung des pH-Wertes kein Anstieg der Konzentration an salpetriger Säure einhergeht. Die Umsatzrate der Denitrifikation nimmt mit steigender *Temperatur* im Bereich zwischen 6°C und 30°C exponentiell zu (Timmermans u. Van Haute 1980). Der Temperaturkoeffizient der Denitrifikation wird in der Literatur mit Werten zwischen  $1,05^{(T-20)}$  und  $1,2^{(T-20)}$  angegeben (Wolffson 1992).

#### *Substratqualität – C/N-Verhältnis*

Die gesamte Stickstoffelimination aus dem Abwasser ergibt sich als Summe aus der Stickstoffentnahme über anfallende Schlämme (Primärschlamm und biologischer Überschussschlamm) und der Denitrifikation in der biologischen Stufe. Die

Stickstoffelimination über den Schlammweg erreicht in kommunalen Kläranlagen nach Mudrack u. Kunst (1994) 25-30%, nach Otte-Witte et al. (1991) und Kollbach u. Grömping (1996) sogar bis zu 40% der insgesamt zufließenden Stickstofffracht. Voraussetzungen für eine weitgehende biologische Stickstoffelimination sind ein genügend großes Beckenvolumen und ein für die Denitrifikation günstiges Verhältnis von  $\text{KN}$  zu  $\text{BSB}_5$  im zufließenden Abwasser (Kayser 1987). Die Geschwindigkeit der Denitrifikation in der biologischen Stufe und damit die Menge des denitrifizierbaren Nitrats hängt dabei wesentlich von der vorliegenden Substratqualität und -konzentration ab. Die Denitrifikationsgeschwindigkeit ist maximal, solange leicht abbaubare organische Kohlenstoffverbindungen im System vorhanden sind. Nach Verbrauch dieses leicht abbaubaren Anteils läßt die Denitrifikationsgeschwindigkeit unter Nutzung ausschließlich schwerer abbaubarer Kohlenstoffverbindungen deutlich nach. Wird das organische Substrat für die Denitrifikation allein durch das Absterben von Mikroorganismen oder aus intrazellulären Speicherstoffen freigesetzt, spricht man von endogener Denitrifikation, die nur noch sehr langsam ablaufen kann. Je größer der Anteil an leicht abbaubaren Kohlenstoffverbindungen in einem Abwasser mit ausreichendem C/N-Verhältnis ist, desto besser ist es demnach für eine Denitrifikation geeignet.

Bei normalen kommunalen Abwässern ohne intensiven  $\text{BSB}_5$ -Vorabbau in der Kanalisation beträgt das Verhältnis von  $\text{KN}$  ( $\text{N}_0$ ) zum  $\text{BSB}_5$  ( $\text{S}_0$ ) nach der Vorklärung ( $t_R = 0,5$  bis  $1,0$  h) i.d.R.  $\text{N}_0/\text{S}_0 = 0,25$  (Pöpel 1996) und ist für eine weitgehende Stickstoffelimination gut geeignet. Nach Pöpel (1996) kommt es aber in der Praxis häufiger vor, daß sich das Verhältnis  $\text{N}_0/\text{S}_0$  auf Werte  $> 0,25$  verschiebt, hauptsächlich infolge einer geringen  $\text{BSB}_5$ -Konzentration, die durch einen Vorabbau organischer Stoffe z.B. während langer Aufenthaltszeiten im Kanalnetz verursacht wird. Je größer das Verhältnis wird, desto stärker wird die Denitrifikation begrenzt. Bleibt das Verhältnis  $\text{N}_0/\text{S}_0 < 0,4$ , können die Ablaufwerte häufig durch eine wesentliche Vergrößerung des Denitrifikationsbeckens unter zusätzlicher Nutzung der endogenen Denitrifikation bei langer Aufenthaltszeit noch eingehalten werden. Übersteigt das Verhältnis  $\text{N}_0/\text{S}_0$  den Wert  $0,4$ , ist eine weitere Vergrößerung des Beckenvolumens zwecklos. In diesem Fall ist eine Einhaltung der Stickstoffablaufwerte nur noch durch eine  $\text{BSB}_5$ -Aufstockung mittels externer Substrate zu erreichen.

## **2.3 Grenzen der Nitrifikation/Denitrifikation bei der Behandlung hoch stickstoffhaltiger Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis**

### 2.3.1 Problematische Abwasserarten und begrenzende Faktoren

Die biologische Stickstoffelimination über die klassische Prozeßkombination Nitrifikation/Denitrifikation ist inzwischen seit vielen Jahren in kommunalen und industriellen Kläranlagen etabliert. Beide Teilprozesse – Nitrifikation und Denitrifikation – sind grundlegend untersucht und unter Berücksichtigung gewisser Randbedingungen stabil zu betreiben. Eine Einhaltung der festgelegten Überwachungswerte für Stickstoff ist somit i.d.R. möglich, wenn auch um den Preis

- großvolumiger Anlagen mit einem hohen Flächenbedarf zur Gewährleistung
  - einer niedrigen BSB<sub>5</sub>-Schlammbelastung und eines damit ausreichend hohen Schlammalters für die Nitrifikation,
  - einer genügend langen Aufenthaltszeit zur Denitrifikation,
- eines hohen Energiebedarfs für die Belüftung und Umwälzung der großen Beckenvolumina.

Problematisch zeigt sich dagegen die biologische Stickstoffelimination nach klassischen Konzepten in der Behandlung von Abwässern mit hohem Stickstoff- und/oder geringem BSB<sub>5</sub>-Gehalt.

Bei der Reinigung von Abwässern mit hoher Ammonium- bzw. Ammoniakkonzentration aber weiterhin günstigem C/N-Verhältnis liegt das Problempotential ausschließlich bei der Nitrifikation, da es bei Überschreitung von Grenzkonzentrationen zu Hemmungen der Nitrifikation und somit zu Anreicherungen von Nitrit kommt (siehe dazu Kapitel 2.2). In der Folge kann die gesamte Nitrifikation einer Hemmung unterliegen. Abwässer mit hoher Ammonium- bzw. Ammoniakkonzentration und gleichzeitig niedrigem C/N-Verhältnis wirken durch ihren Mangel an organischem Substrat auch begrenzend auf die Denitrifikation und damit die gesamte N-Elimination.

Hoch stickstoffhaltige Abwässer mit einem niedrigen C/N-Verhältnis und einem somit doppelten Problempotential sowohl bei der Nitrifikation als auch bei Denitrifikation sind vor allem

- industrielle Abwässer nach anaerober Vorbehandlung,
- Deponiesickerwässer,
- Abwässer aus der Schlammwässerung nach anaerober Stabilisierung.

Für die Entwicklung biologischer Verfahren ließen sich in den 90er Jahren aus einem tieferen Verständnis der mikrobiologischen Zusammenhänge der Prozesse Nitrifikation/Denitrifikation und durch detaillierte Untersuchungen der Hemmmechanismen bei höheren Stickstoffkonzentrationen entscheidende Impulse für eine gezielte Nutzung des Hemmpotentials ableiten. So wurde – nach dem Motto: Nitritation, ein Problem wird zur Lösung (Abeling 2000) – die Tatsache, daß es bei hohen Ammonium- bzw. Ammoniakkonzentrationen im Zulauf häufig zu einer Hemmung der Nitrifikation kommt und sich so Nitrit anreichert, gezielt genutzt, um eine Verfahrenstechnik der Stickstoffelimination über Nitrit zu entwickeln. Die Nitritation/Denitrifikation als quasi „Kurzschluß“ der klassischen Variante Nitrifikation/Denitrifikation stellte damit die erste biotechnologische Verfahrenstechnik dar, die gezielt an die Behandlung hoch stickstoffhaltiger Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis angepaßt war. Die Entwicklung solcher Verfahren ist heute keineswegs abgeschlossen. Im Gegenteil hat – basierend auf neu entdeckten mikrobiellen Stoffwechselwegen im Stickstoffumsatz – gerade in den letzten Jahren eine rege Forschungstätigkeit eingesetzt, diese neuen Wege für die gezielte Behandlung problematischer Abwässer nutzbar zu machen. Bevor diese neuen Möglichkeiten näher vorgestellt werden, soll hier zunächst die Nitritation/Denitrifikation in ihren grundsätzlichen Zusammenhängen kurz charakterisiert werden, da gerade die Nitritation auch in neueren Verfahrensentwicklungen eine wichtige Rolle spielt.

### 2.3.2 Nitritation/Denitrifikation als angepaßte Verfahrensvariante zur Behandlung hoch stickstoffhaltiger Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis

Für die stabile Betriebsweise einer Verfahrenstechnik über Nitrit ist es entscheidend, im Nitrifikationsschritt die Nitritation dauerhaft von der Nitrifikation zu entkoppeln, d.h. die Nitrifikation einer dauerhaften Hemmung zu unterwerfen. Gelingt dies, kann sich auf diese Weise Nitrit anreichern, so daß es in der Folge möglich ist, die Denitrifikation mit Nitrit als Elektronenakzeptor zu betreiben (Denitrifikation). Die Gewährleistung einer stabilen Denitrifikation unterliegt den gleichen Gesetzmäßigkeiten wie die Denitrifikation über Nitrat und ist daher i.d.R. unproblematisch, solange anoxische Bedingungen und eine ausreichende Versorgung mit organischem Substrat gewährleistet sind. Gegenüber der vollständigen Nitrifikation/Denitrifikation über Nitrat hat die verkürzte Nitritation/Denitrifikation folgende Vorteile (Turk u. Mavinic 1986, 1987, Chen et al. 1991, Abeling u. Seyfried 1992):

- 25 % geringerer Sauerstoffbedarf,
- 40 % geringerer Kohlenstoffbedarf,
- 1,5- bis 2-fach höhere Deni-Raten,
- geringere Biomasseproduktion.

Da sich sowohl der Sauerstoffbedarf als auch der Bedarf an organischen Substraten für die Denitrifikation an der jeweiligen Stickstoffkonzentration im Zulauf orientieren, sind die Einsparpotentiale in diesen Bereichen gerade bei hoch stickstoffhaltigen Abwässern beträchtlich. Darüber hinaus ergeben sich aus den gegenüber der klassischen Denitrifikation höheren Denitrifikationsraten, die auch von Timmermans u. Van Haute 1983, Beccari et al. 1983, Chen et al. 1991 in der o.g. Größenordnung bestätigt werden, eine kürzere Aufenthaltszeit und somit kleinere Beckenvolumina für die Stickstoffentbindung.

Will man nun die Nitrifikation auf den ersten Teilschritt, die Nitritation reduzieren, d.h. eine dauerhafte und stabile Nitritanreicherung erreichen, so muß durch Einstellen eines entsprechenden Selektionsdrucks das Wachstum und die Aktivität der Nitritoxidierer weitgehend eingeschränkt, bzw. das Wachstum der Ammoniumoxidierer deutlich gefördert werden. Wie aus der Zusammenstellung der Einflußfaktoren auf die Nitrifikation in Kapitel 2.2 hervorgeht, sind die Ammoniumoxidierer im Vergleich zu den Nitritoxidierern unempfindlicher gegenüber

- hohen Temperaturen ( $> 25^{\circ}\text{C}$ ),
- niedrigen Sauerstoffkonzentrationen,
- hohen pH-Werten,
- hohen Ammoniakkonzentrationen.

Durch geschickte Nutzung und Kombination dieser Einflußfaktoren lassen sich geeignete Strategien ableiten, die Nitritation dauerhaft zu unterdrücken. In zahlreichen praktischen Untersuchungen zur Nitritation/Denitrifikation hat sich die Kombination aus einer hohen Ammoniumkonzentration und einem hohen pH-Wert, die zu einer hohen Konzentrationen an freiem Ammoniak führt, geeignet gezeigt hat, eine dauerhafte Anreicherung von Nitrit einzustellen. Die benötigten Hemmkonzentrationen an Ammoniak werden dabei in unterschiedlicher Größenordnung angegeben: Chen et al. (1991) 2,2 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$ , Balmelle et al. (1992) 1-6 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$ , Abeling et al. (1992) / Abeling (1994) 1-5 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$ , Mauret et al. (1996) 6,6-8,9 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$ , Surmacz-Górska et al. (1997) 1-5 mg/l  $\text{NH}_3\text{-N}$ . Demgegenüber berichten Autoren allerdings auch, daß Nitritoxidierer nach genügend langer Adaptationszeit in der Lage sind, erheblich höhere Am-

moniakkonzentrationen als die oben genannten zu tolerieren: Wong-Chong u. Loehr (1978) 40 mg/l NH<sub>3</sub>-N, Ford et al. (1980) 56 mg/l NH<sub>3</sub>-N, Turk u. Mavinic (1989) 40 mg/l NH<sub>3</sub>-N. Eine Beurteilung dieser voneinander abweichenden Angaben ist ausgesprochen schwierig, da für die Untersuchungen mit Hemmungen bei niedrigen Ammoniakkonzentrationen < 10 mg/l NH<sub>3</sub>-N häufig keine Angaben zu Adaptationszeiten vorliegen. Auf der anderen Seite ist es sehr gut möglich, daß in diesen Untersuchungen andere Faktoren in Kombination mit den erhöhten Ammoniakkonzentrationen die Hemmung stabil herbeiführen. So berichtet z.B. Abeling (1994) auch von einem steuerungsbedingten Sauerstoffmangel in ihrer halbtechnischen Versuchsanlage, der sicher zur Nitrationshemmung nicht unwesentlich beigetragen hat. Wird die Denitrifikation darüber hinaus simultan oder intermittierend betrieben, kann der entstehende Substratmangel der Nitritoxidierer ihr Wachstum zusätzlich einschränken (Turk u. Mavinic 1986, Abeling 2000).

Abeling (1994, 2000) interpretiert ihre Ergebnisse einer Hemmung der Nitrifikation bei Ammoniakkonzentration zwischen 1 und 5 mg/l NH<sub>3</sub>-N denn auch nicht als eine direkte Hemmung der Nitritoxidierer durch Ammoniak, sondern vielmehr als eine starke Bevorteilung der Ammoniumoxidierer durch ein Substratangebot (NH<sub>3</sub>-N) in stets für ein maximales Wachstum ausreichender Konzentration. Das Wachstum der Nitritoxidierer wird gleichzeitig durch ein geringes Angebot an salpetriger Säure (das Substrat der Nitritoxidierer) und einen steuerungsbedingten Sauerstoffmangel eingeschränkt, infolgedessen die Nitritoxidierer bei Unterschreitung eines bestimmten Schlammalters aus dem System ausgewaschen werden.

Ob die Einstellung einer niedrigen Sauerstoffkonzentration allein eine stabile Hemmung der Nitrifikation erreichen kann, ist ebenfalls nicht gesichert. Neben zahlreichen Veröffentlichungen einer Nitritanreicherung unter niedrigen Sauerstoffkonzentrationen (Jayamohan et al. 1988, Hanaki et al. 1990, Garrido et al. 1997, Joo et al. 2000), wird ebenfalls von einer Adaptation der Nitritoxidierer an niedrige Sauerstoffkonzentrationen berichtet (Laanbroek et al. 1994, Gaul 1998).

Eine stabile Möglichkeit der Nitrationshemmung, die allerdings speziell für Abwässer mit einer hohen Ammoniumkonzentration > 500 mg/l und eine Betriebstemperatur > 25°C konzipiert ist, ist das SHARON-Verfahren (Single Reactor System For **H**igh **A**mmonium **R**emoval **O**ver **N**itrite) (Mulder u. Van

Kempen 1997, Hellinga et al. 1998). Der SHARON-Reaktor wird ohne Biomasserückhalt als Ausschwemmreaktor betrieben, so daß das Schlammalter der hydraulischen Aufenthaltszeit entspricht. Die Stickstoffkonzentration im Ablauf eines solchen Systems ist abhängig von der Wachstumsrate der angereicherten Mikroorganismen, aber unabhängig von der Zulaufkonzentration (Jetten et al. 1997). Da Ammoniumoxidierer bei Temperaturen  $> 25^{\circ}\text{C}$  höhere Wachstumsraten erreichen als Nitritoxidierer, ist es durch Verkürzung der hydraulischen Aufenthaltszeit möglich, die Nitritoxidierer aus dem System auszuwaschen. Der SHARON-Reaktor wurde speziell für die Behandlung von Schlammwasser entwickelt. Das Schlammwasser kommt mit ausreichend hoher Temperatur aus der Entwässerung, so daß ohne weiteren Energieeinsatz eine Betriebstemperatur von  $30\text{-}35^{\circ}\text{C}$  eingehalten werden kann. Eine hydraulische Aufenthaltszeit von einem Tag ist dann ausreichend, die Nitritoxidierer zu verdrängen und besonders schnell wachsende Ammoniumoxidierer zu selektieren. Diese Ammoniumoxidierer haben allerdings nur eine geringe Affinität zu ihrem Substrat Ammonium (bzw. Ammoniak), wodurch relativ hohe Ammoniumkonzentrationen im Ablauf verbleiben ( $50\text{-}100\text{ mg/l NH}_4\text{-N}$ ). Das SHARON-Verfahren ist auf der Kläranlage Dokhaven/Rotterdam (NL) bereits großtechnisch für die Behandlung von Schlammwasser realisiert.

Abschließend sei noch einmal darauf hingewiesen, daß es nicht **die** Strategie zur stabilen Einstellung einer Nitritation ohne Nitratation gibt, die für alle Abwasserqualitäten und biologischen Systeme gleichermaßen geeignet ist. Natürlich gibt es einige Gesetzmäßigkeiten, denen das Wachstum der Ammonium- bzw. Nitritoxidierer unabänderlich unterliegt, dennoch bleibt eine system- bzw. biomassenspezifische Schwankungsbreite bei vielen Hemmwirkungen und Adaptationsmöglichkeiten, die es erfordern, für jedes System die richtige Kombination an „Stellschrauben“ zur Unterdrückung des Nitritoxidierer-Wachstums neu zu finden.

### **3 „Neue“ Stoffwechselwege autotropher Bakterien zur Stickstoffelimination**

In den letzten Jahren haben zahlreiche Untersuchungen mit Reinkulturen oder Anreicherungskulturen ergeben, daß stickstoffumsetzende Bakterien über einen sehr viel flexibleren Metabolismus verfügen, als bisher angenommen. Bereits

1977 stellte Broda (1977) aus thermodynamischen Überlegungen heraus die These auf, daß auch eine Ammoniumoxidation mit Nitrit als Elektronenakzeptor möglich sein müsse, da aus dieser Reaktion ein ähnlicher großer Energiegewinn hervorgeht wie mit Sauerstoff als Reaktionspartner.

Inzwischen ist der Nachweis gelungen, daß autotrophe Ammoniumoxidierer der Gattung *Nitrosomonas* zu einer Denitrifikation in der Lage sind (Bock et al. 1995). In Nitrifikationsversuchen mit *Nitrosomonas eutropha* und *Nitrosomonas europaea* unter Sauerstofflimitierung wurde ein Teil der Elektronen aus der Ammoniumoxidation nicht mehr auf Sauerstoff, sondern auf Nitrit übertragen. Atmung und Denitrifikation liefen parallel ab, wodurch es zu einem Bilanzdefizit in der Summe der gelösten Stickstoffverbindungen kam. Auch eine anaerobe Ammoniumoxidation konnte für die Gattung *Nitrosomonas* nachgewiesen werden. Neben Ammonium konnten auch Hydroxylamin und molekularer Wasserstoff als Elektronendonatoren für eine Denitrifikation von Nitrit genutzt werden. Gasförmiges Endprodukt der Reaktionen war neben geringen Mengen an  $N_2O$  immer  $N_2$ .

Untersuchungen mit Reinkulturen von *Nitrosomonas eutropha* zeigten, daß der Organismus unter Begasung mit Stickoxiden ( $NO$  und  $NO_2$ ) eine um das 10fach gesteigerte Ammoniumoxidationsrate erreichte (Schmidt 1997). Diese Beobachtungen konnten in einer halbtechnischen Erprobung mit nitrifizierenden belebten Schlämmen unter Begasung mit  $NO_2$ -haltiger Luft bestätigt werden. Es wurde eine erhebliche Steigerung der Nitrifikationsaktivität bei der Behandlung hoch stickstoffhaltiger Schlammwässer dokumentiert. In der Bilanz wurden 50% der gelösten N-Verbindungen zu  $N_2$  eliminiert, die restlichen 50% zu Nitrit umgesetzt. Die Nutzung von Ammoniumoxidierern zu einer einstufigen N-Elimination im sog.  $NO_x$ -Verfahren ist demnach möglich (Schmidt et al. 1999), ist aber mit den Nachteilen behaftet, daß

- eine kostengünstige Verfügbarkeit von gasförmigem  $NO_2$  am Standort gewährleistet sein muß,
- eine vollständige N-Elimination zu  $N_2$  nur teilweise zu erreichen ist, während eine nicht unerhebliche Menge an Nitrit entsteht. Dieses kann aufgrund seiner toxischen Eigenschaften nicht bedenkenlos in die Kläranlage zurückgeführt werden, sondern ist separat unter Einsatz externer C-Quellen zu denitrifizieren.

Eine anaerobe Ammoniumoxidation ist aber auch für andere autotrophe Mikroorganismen beschrieben, die aus einem Wirbelbettreaktor zur Denitrifikation angereichert werden konnten (Mulder et al. 1995, Van de Graaf et al. 1996). Weitergehende Untersuchungen der TU Delft an Anreicherungskulturen machten deutlich, daß durch Stoffwechsellleistungen dieser autotrophen Mikroorganismen Ammonium und Nitrit – bei einer geringen Produktion von Nitrat – zu elementarem Stickstoff umgesetzt werden. Der Ammonium- bzw. Nitritverbrauch und die Nitratproduktion stehen dabei in einem Verhältnis von  $1 : 1,31 \pm 0,06 : 0,22 \pm 0,02$  (Van de Graaf et al. 1996). Nach heutigem Kenntnisstand wird der folgende Reaktionsverlauf für den sog. ANAMMOX-Prozeß postuliert (Abb. 1) (Van de Graaf et al. 1997): Ammonium wird sauerstoffunabhängig oxidiert, fungiert damit als Elektronendonator mit Hydroxylamin als Elektronenakzeptor. Als Reaktionsprodukt entsteht Hydrazin, das weiter zu  $N_2$  oxidiert wird. Die hierbei entstehenden Reduktionsäquivalente fließen in die Reduktion von Nitrit zu Hydroxylamin ein. In einer parallelen Reaktion wird Nitrit zu Nitrat oxidiert. Diese Reaktion liefert die benötigten Reduktionsäquivalente für eine  $CO_2$ -Fixierung der autotrophen Mikroorganismen.

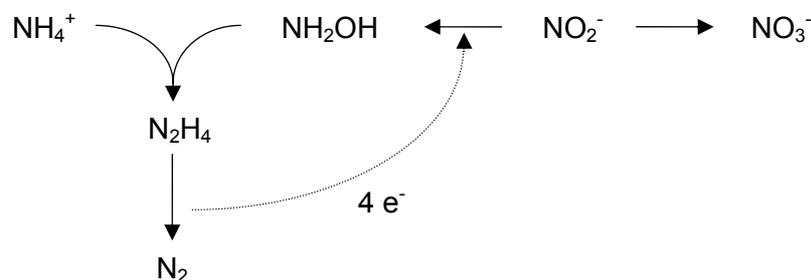


Abbildung 1: Möglicher Stoffwechselweg der anaeroben Ammoniumoxidation (ANAMMOX)

Die verantwortlichen Organismen wurden kürzlich auf der Basis von 16S-rRNA-Sequenzdaten als bislang unbekannte Mitglieder der Ordnung *Planctomycetales* identifiziert und als *Candidatus* „Brocadia anammoxidans“ (Strous 2000) und *Candidatus* „Kuenenia stuttgartiensis“ (Schmid et al. 2000) benannt. Im Gegensatz zu übereinstimmenden strukturellen Eigenschaften unterscheiden sich die ANAMMOX-Organismen in ihren Stoffwechseleigenschaften grundsätzlich von den übrigen bekannten Planctomyceten. Diese sind als aerobe chemolithoheterotrophe Organismen beschrieben, während die bisherigen Untersuchungen die ANAMMOX-Organismen als anaerob (in der Lage Nitrit zu veratmen) und chemolithoautotroph kennzeichnen.

Der ANAMMOX-Prozeß wird durch Sauerstoff gehemmt. Da als Reaktionspartner Ammonium und Nitrit bereitstehen müssen, im Abwasser Stickstoff i.d.R. aber nur als Ammonium vorliegt, ist es in der abwassertechnischen Nutzung des Prozesses nötig, in einem ersten Schritt etwa 50% des vorliegenden Ammoniums zu Nitrit zu oxidieren. Da für diesen Schritt Sauerstoff benötigt wird, schlagen Jetten et al. (1997) hierfür eine zweistufige Verfahrenskombination vor, in der ein sog. SHARON-Reaktor als belüftete Nitritationsstufe dem eigentlichen ANAMMOX-Reaktor vorgeschaltet ist.

#### 4 Deammonifikation als angepaßtes Reinigungskonzept für hoch stickstoffbelastete Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis

Die im großtechnischen Maßstab unter Praxisbedingungen einstufig stickstoffeliminierende Mischbiozönose des Scheibentauchkörpers (STK) der Sickerwasserreinigungsanlage Mechernich / Deutschland (Seyfried et al. 1995, Seyfried u. Hippen 1999) ließ vermuten, daß es durch die grundlegenden Charakteristika von Biofilmen möglich ist, daß die Nitritation und die anaerobe Ammoniumoxidation in einem Biofilm verkoppelt stattfindet, weil sich unter sauerstofflimitierten Bedingungen sowohl aerobe als auch anoxische Bereiche entlang der entstehenden Sauerstoffkonzentrationsgradienten etablieren (Helmer et al. 1999, 2000). Die gekoppelte Reaktionsabfolge unter enger Vergesellschaftung von aeroben und anaeroben Ammoniumoxidierern wurde als Deammonifikation bezeichnet. Die zugehörige Modellvorstellung ist Abb. 2 zu entnehmen.

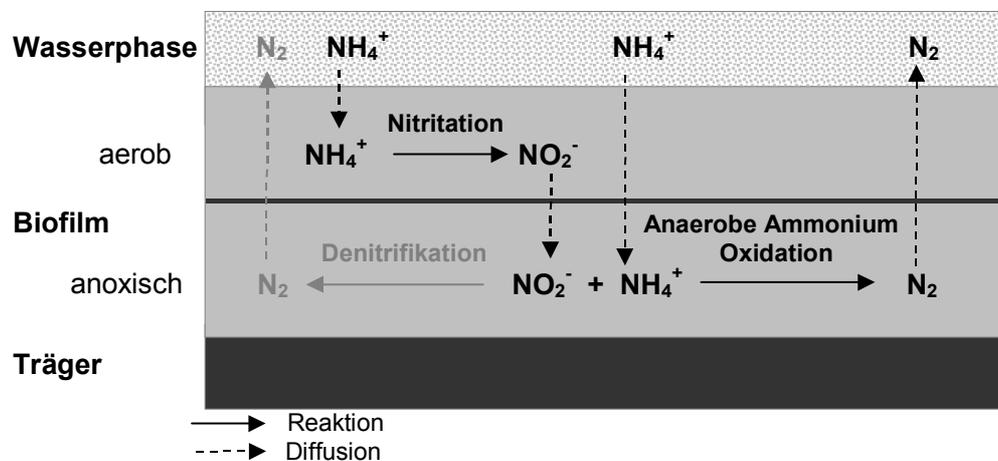


Abbildung 2: Modellvorstellung der Deammonifikation als Kombination von Nitritation und anaerober Ammoniumoxidation

Danach ließe sich die Deammonifikation in Biofilmen auf zwei mikrobielle Umsatzreaktionen zurückführen – eine aerobe Teilnitritation und eine anaerobe Ammoniumoxidation – die über Nitrit als dem Reaktionsendprodukt der aeroben Nitritation und gleichzeitigem Elektronenakzeptor der anaeroben Ammoniumoxidation miteinander verknüpft sind. Da das Endprodukt der anaeroben Ammoniumoxidation elementarer Stickstoff ist, wäre eine komplette einstufige Stickstoffelimination das Ergebnis der verknüpften Reaktionsabfolge.

#### **4.1 Nachweis der Deammonifikation an abwasserreinigenden Biofilmen**

Eine Entschlüsselung der mikrobiellen Stoffwechselprozesse waren bei der STK-Verfahrensvariante nur eingeschränkt möglich, da die Biomasse für grundlegende Untersuchungen von den Scheiben abgelöst werden mußte, so die ursprüngliche Biofilmschichtung zerstört und damit die Substrat- und Sauerstoffexposition der Mikroorganismen verändert wurde. Diese grundsätzliche Problematik war nach Etablieren der Mechernicher Biomasse im Moving-bed Verfahren ausgeräumt. Nach dem erfolgreichen Betrieb einer einstufig stickstoffelimierenden labortechnischen Moving-bed Anlage (Hippen et al. 1999, 2000) wurde das Verfahren auch großtechnisch als Erweiterung der Sickerwasserreinigungsanlage Mechernich umgesetzt (Hippen 2000). In der labortechnischen Anlage diente Kaldnes-Material als Aufwuchsträger. Eine Versuchsstraße wurde mit Aufwuchsträgern gefahren, die zunächst für 6-8 Wochen mit der Biomasse der Scheibentauchkörperanlage in Mechernich besiedelt wurden. In einer zweiten Versuchsstraße konnte eine einstufige Stickstoffelimination allein durch ein Einstellen und Anpassen geeigneter Betriebsbedingungen etabliert werden. Die Versuchsanlage erhielt als Zulauf das hoch stickstoffhaltige Abwasser aus der Schlammmentwässerung einer kommunalen Kläranlage. Die Abwasserqualität – hohe Ammoniumkonzentrationen bei gleichzeitig niedrigem CSB – war damit dem Sickerwasser ähnlich. Durch den erfolgreichen Betrieb dieser Versuchsanlage wurde es möglich, die Reaktionen der einstufigen Stickstoffelimination im geschichteten Biofilm näher zu charakterisieren, da die Kaldnes-Aufwuchsträger mit ihrem Biofilmbewuchs direkt im Batchversuch eingesetzt werden konnten. Für die Versuche wurden die in Mechernich besiedelten Aufwuchsträger gewählt.

Bei einer Sauerstoffkonzentration von 0,8 mg/l reichte die alleinige Zugabe von Ammonium, um im Batchansatz die einstufige Stickstoffelimination zu starten.

Messungen von Schramm (2000) mit einer  $O_2$ -Mikroelektrode im hier untersuchten Biofilm zeigten, daß bei einer Sauerstoffkonzentration von 0,8 mg/l im umgebenden Medium nur die oberen 50  $\mu\text{m}$  des insgesamt 500  $\mu\text{m}$  dicken Biofilms mit Sauerstoff versorgt waren (Abb. 3).

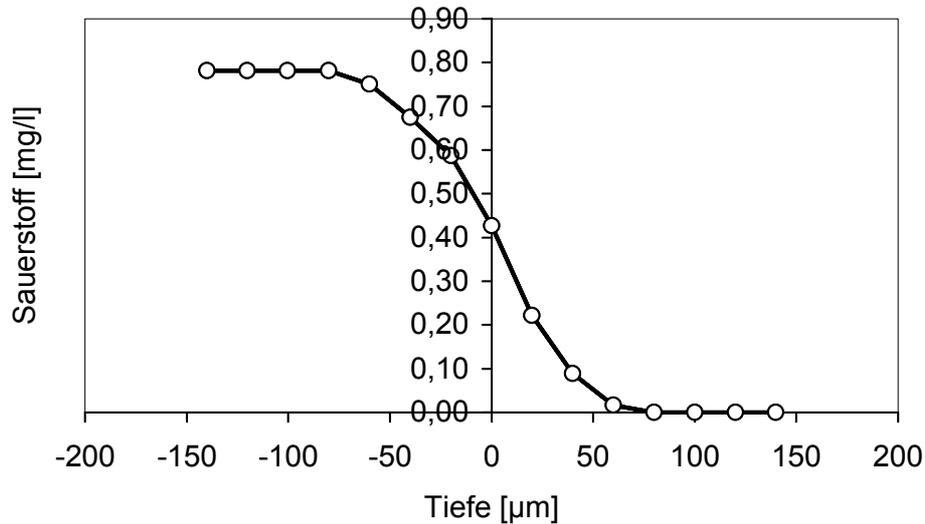


Abbildung 3:  $O_2$ -Konzentrationsprofil des deammonifizierenden Biofilms (Schramm, unveröffentlicht)

Der direkte Nachweis einer Nitritation als erstem Reaktionsschritt der einstufigen Stickstoffelimination unter limitierten Sauerstoffverhältnissen konnte durch den Einsatz des Hemmstoffes Allylthioharnstoff (ATH) erbracht werden.

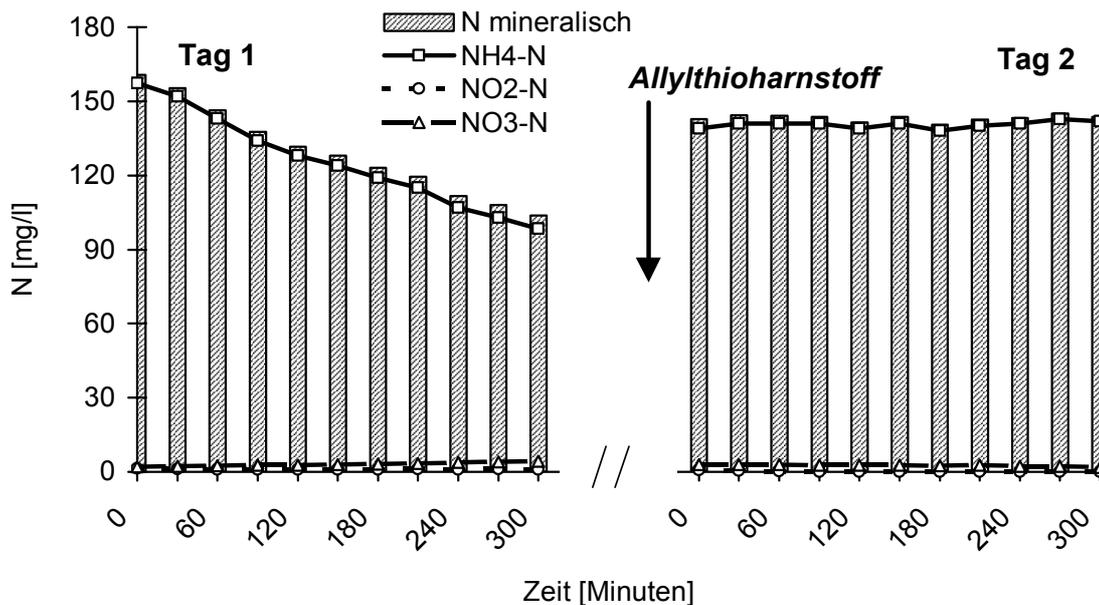
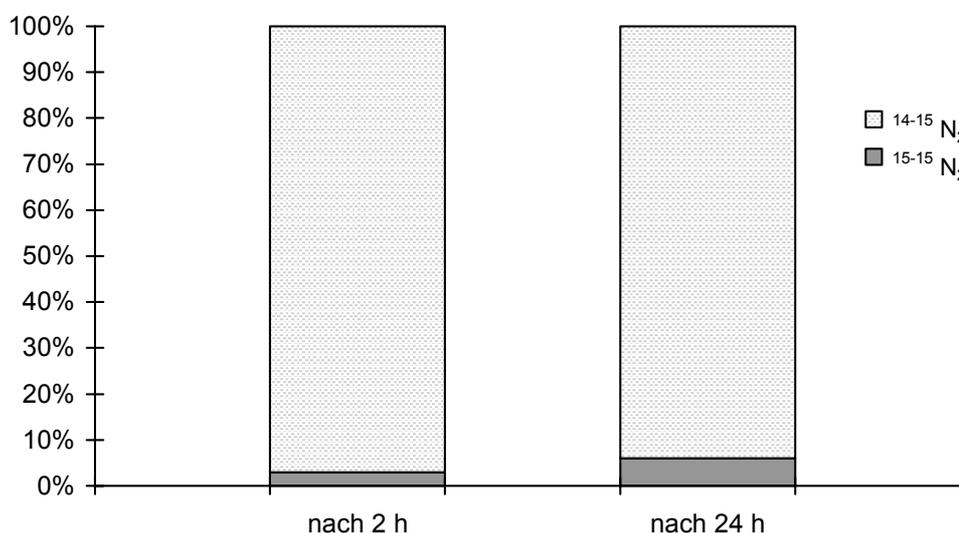


Abbildung 4: Auswirkungen einer Nitritationshemmung mit Allylthioharnstoff (ATH) auf die Stickstoffumsetzungen im Batchversuch ( $O_2$ -Konzentration = 0,8 mg/l)

ATH hemmt die Funktion des Enzyms Ammoniummonooxygenase (AMO), das den Oxidationsschritt von Ammonium zu Hydroxylamin katalysiert. Vorversuche mit nitrifizierenden Biofilmen hatten ergeben, daß eine Dosierung von 20 mg/l ATH ausreicht, um eine Nitrifikation komplett zu unterdrücken. Abb. 4 zeigt die Auswirkungen einer Nitrifikationshemmung auf die Produktion eines Stickstoffverlustes. Bei einer Sauerstoffkonzentration von 0,8 mg/l und Ammonium als einzig vorgelegter Stickstoffquelle war eine intakte Nitrifikation Voraussetzung für die N-Elimination (Tag 1). Die Dosierung von ATH hemmte die Nitrifikation und damit den Gesamtprozeß der Stickstoffentfernung (Tag 2).

Anoxische Verhältnisse ermöglichen prinzipiell eine klassische heterotrophe Denitrifikation des vorgelegten Nitrits, die aber vom Vorhandensein einer C-Quelle abhängig ist. Die Batchversuche wurden in einem Mineralsalzmedium ohne Zugabe von CSB durchgeführt. Aber auch hier bestand die Möglichkeit einer endogenen Denitrifikation unter Nutzung von Speicherstoffen oder einer Nutzung von freigesetztem organischer Kohlenstoff aus absterbender Biomasse. Um den Anteil einer Denitrifikation am Nitritumsatz zu klären und gegen die vermutete anaerobe Ammoniumoxidation abzugrenzen, wurden Versuche mit  $^{15}\text{N}$ -Isotopenmarkierung durchgeführt.



**Abbildung 5:** Prozentuale Anteile an  $\text{N}_2$ , produziert durch klass. Denitrifikation ( $^{15-15}\text{N}_2$ ) und durch anaerobe Ammoniumoxidation ( $^{14-15}\text{N}_2$ ) (Vorlage im anoxischen Batchversuch:  $^{14}\text{NH}_4\text{-N}$  und  $^{15}\text{NO}_2\text{-N}$ )

Bei einer Vorlage von  $^{15}\text{NO}_2\text{-N}$  und  $^{14}\text{NH}_4\text{-N}$  im anoxischen Batchversuch konnte unterschieden werden, ob elementarer Stickstoff als Endprodukt der Reaktio-

nen vollständig durch anaerobe Ammoniumoxidation ( $^{14-15}\text{N}_2$ ) produziert war oder zumindest anteilig aus klassischen Denitrifikationsprozessen ( $^{15-15}\text{N}_2$ ) stammte. Die Anteile von anaerober Ammoniumoxidation und Denitrifikation am gesamten Stickstoffverlust waren so quantitativ zu erfassen. Wie aus Abb. 5 hervorgeht, stammten nur 6% des im Laufe von 24 Stunden gebildeten elementaren Stickstoffs aus einer klassischen Denitrifikation, während 94% durch eine anaerobe Ammoniumoxidation mit Nitrit als Elektronenakzeptor gebildet wurden. Ein Denitrifikationspotential war somit vorhanden, aber durch mangelnde Substratverfügbarkeit deutlich eingeschränkt.

Für den hier untersuchten Biofilm der Moving-bed Versuchsanlage ließen sich damit die Reaktionen der Deammonifikation gemäß der Modellvorstellung in Abb. 2 eindeutig nachweisen. Die Modellvorstellung wurde weiter gestützt durch Untersuchungen mit FISH (fluoreszenter *in situ* Hybridisierung) in Kombination mit konfokaler Laserscanning Mikroskopie, durch die eine Schichtung von Planctomyceten (ANAMMOX-Bakterien) innen und Ammoniumoxidierern der beta-Gruppe der *Proteobacteria* außen im Biofilm in der postulierten Weise nachgewiesen werden konnte (Helmer-Madhok et al. 2001). Auch der Biofilm der STK-Anlage Mechernich zeigte die Koexistenz von aeroben Ammoniumoxidierern und ANAMMOX-Bakterien in Walzenbereichen mit einstufiger Stickstoffelimination.

#### **4.2 Schlußfolgerungen für die verfahrenstechnische Nutzung der Deammonifikation**

Im folgenden sollen anhand der vorgestellten Ergebnisse und weiterer betriebstechnischer Daten der untersuchten Anlagen zusammenfassende Schlußfolgerungen für die verfahrenstechnische Nutzung der Deammonifikation zur Behandlung hoch stickstoffhaltiger Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis gezogen werden.

##### ***Geeignete Verfahrenstechniken zur engen räumlichen Vergesellschaftung von aeroben klassischen Ammoniumoxidierern und ANAMMOX-Bakterien***

Sowohl Flocken belebter Schlämme als auch Biofilme bieten Mikroorganismen durch Immobilisierung in hohem Maße die Möglichkeit, synergistische Gemeinschaften zu entwickeln, und erfüllen damit die Grundvoraussetzung für eine verfahrenstechnische Nutzung der Deammonifikation. Diese kann nur dann dauer-

haft funktionieren, wenn es gelingt, die Populationen von klassischen Ammoniumoxidierern und ANAMMOX-Bakterien in unmittelbarer Nähe zueinander in einer Mischbiozönose zu etablieren. Klassische Ammoniumoxidierer und ANAMMOX-Bakterien stellen jedoch völlig unterschiedliche Anforderungen an ihren Lebensraum. Während klassische Ammoniumoxidierer Ammonium und als Elektronenakzeptor Sauerstoff benötigen, werden ANAMMOX-Bakterien durch Sauerstoff mehr oder weniger gehemmt. Sie verwenden für die Ammoniumoxidation anstelle von Sauerstoff Nitrit als Elektronenakzeptor. Der synergistische Effekt aus dem engen Zusammenleben beruht darauf, daß die klassischen Ammoniumoxidierer mit Nitrit den Elektronenakzeptor für die anaerobe Ammoniumoxidation bereitstellen, die ANAMMOX-Bakterien durch den Nitritverbrauch mögliche Hemmwirkungen einer Nitritakkumulation auf die Nitritation verhindern. Der gemeinsame Verbreitungsraum beider Organismengruppen muß demnach höchst unterschiedliche Habitate auf kleinstem Raum nebeneinander aufweisen.

Biofilme genügen dieser Anforderung im besonderen Maße, da ihre – durch den hohen Gehalt an extrazellulären polymeren Substanzen (EPS) – gelartige Matrix durch Herabsetzung der Diffusion als Transportbarriere für Stoffe aller Art fungiert. Die Verfügbarkeit von Substrat in verschiedenen Biofilmtiefen hängt daher – neben mikrobiellen Abbau- und Modifikationsprozessen anorganischen und organischen Materials – wesentlich von Transport- und Austauschprozessen zwischen dem umgebenden Medium und dem Biofilm und Transportprozessen im Biofilm selbst ab. Abhängig vom Diffusionskoeffizienten eines Substrates, seiner mikrobiellen Umsatzgeschwindigkeit und stoffunabhängiger Charakteristika des Biofilms, wie z.B. Porosität und Dichte, bilden sich mehr oder weniger ausgeprägte Konzentrationsgradienten im Biofilm, die zu einer Stratifikation von Mikroorganismen und ihren Aktivitäten führen. Diese kleinräumige Heterogenität macht Biofilme zu einem überaus geeigneten Lebensraum für deammonifizierende Mikroorganismen.

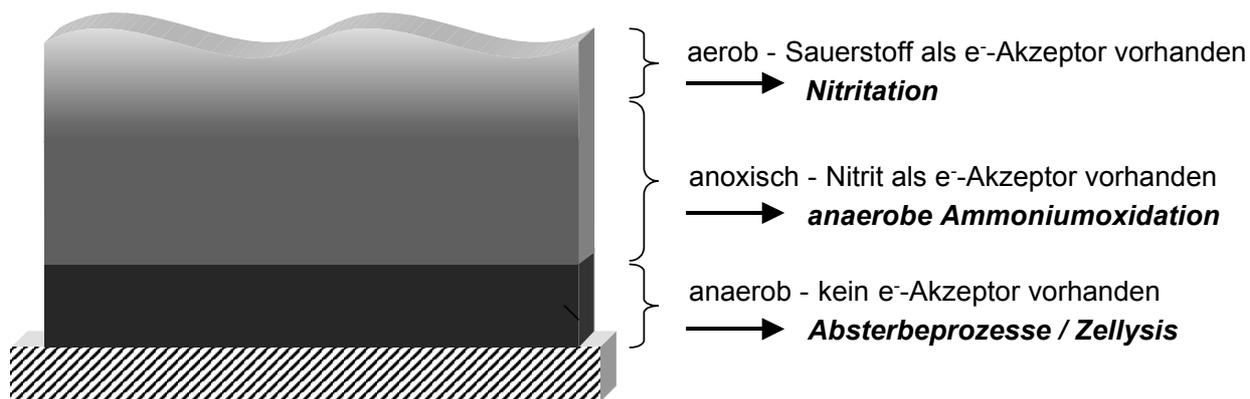
Ein weiteres Argument für die Wahl der Biofilmverfahrenstechnik für deammonifizierende Anlagen liegt in der Tatsache, daß autotrophe Bakterien aufgrund des geringen Energiegewinns ihres Stoffwechsels sehr langsam wachsen. Dies gilt sowohl für die klassischen Ammoniumoxidierer mit einer Verdopplungszeit von ca. 12 Stunden bei 30°C (für *Nitrosomonas* sp., Mudrack u. Kunst 1994), als auch in beträchtlich höherem Maße für die ANAMMOX-Bakterien, die eine Verdopplungszeit von ca. 11 Tagen bei 32°C (für *Candidatus* „*Brocadia anammoxidans*“, Strous et al. 1998) aufweisen. Für ein

moxidans“, Strous et al. 1998) aufweisen. Für ein dauerhaftes Etablieren eines Bakteriums in einer Mischbiozönose und eine stabile Nutzung seiner Stoffwechselleistung muß gewährleistet sein, daß die Verweilzeit im System deutlich länger ist als die Verdopplungszeit des Organismus. Beim Belebungsverfahren entspricht die Verweilzeit dem Schlammalter und orientiert sich am schnellen Wachstum der heterotrophen Bakterien. Obwohl die durch Deammonifikation zu reinigenden Abwasserqualitäten mit niedrigem C/N-Verhältnis arm an verwertbaren Kohlenstoffverbindungen sind, handelte es sich bei den hier untersuchten deammonifizierenden Biomassen dennoch um heterogene Biozönosen, in denen auch heterotrophes Wachstum nachzuweisen war. Verfahrenstechniken mit suspendiertem Wachstum, deren Biozönosen wesentlich durch das Schlammalter geprägt sind, sind daher für die Deammonifikation eher ungeeignet. In Biofilmsystemen kann, durch die Möglichkeit des Anheftens, Bakterienwachstum unabhängig vom Schlammalter erfolgen, so daß auch sehr langsam wachsende Spezialisten wie die ANAMMOX-Bakterien dauerhaft zu etablieren sind.

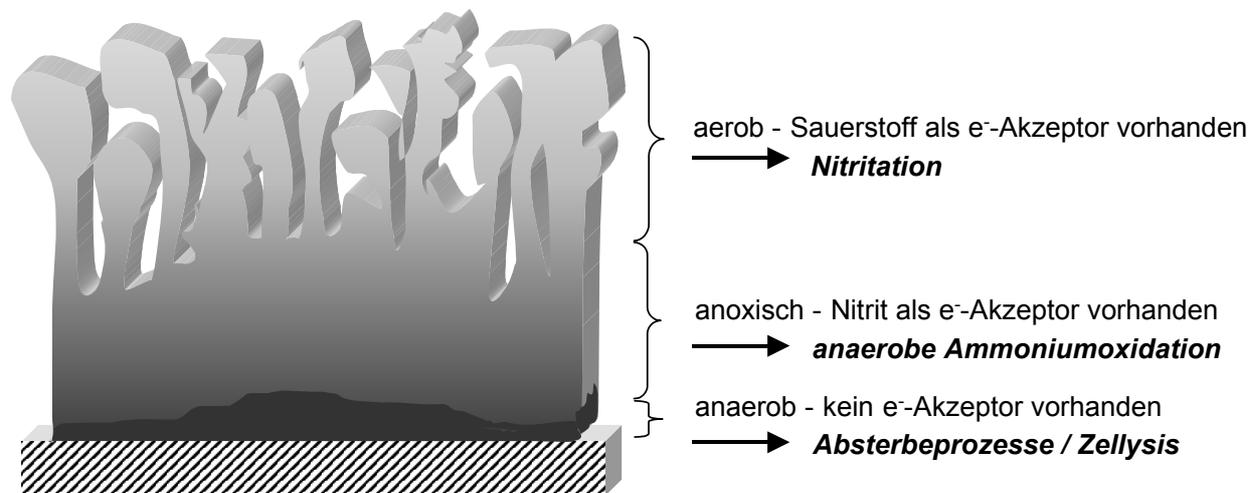
Nach Auswertungen von Strous (2000) liegt die maximale spezifische Umsatzgeschwindigkeit der anaeroben Ammoniumoxidation durch ANAMMOX-Bakterien etwa eine Zehnerpotenz niedriger als die aerobe Ammoniumoxidation der klassischen Ammoniumoxidierer. Bei ausreichender Versorgung beider Organismengruppen mit Elektronenakzeptoren bestimmt demnach die ANAMMOX-Umsatzgeschwindigkeit die Geschwindigkeit des Gesamtprozesses der Deammonifikation. Ist die Versorgung mit Elektronenakzeptoren limitiert, ist auch die Deammonifikationsgeschwindigkeit limitiert. Während die Nitrifikation von der Sauerstoffverfügbarkeit abhängt und als Reaktion auch unabhängig stattfinden kann, verläuft die ANAMMOX-Reaktion als eigentlich stickstoffeliminierender Schritt abhängig von der Nitrifikationsaktivität in den aeroben Biofilmzonen. In Batchversuchen konnte denn auch gezeigt werden, daß sich die Stickstoffeliminationsrate bei einer niedrigen Sauerstoffkonzentration von 0,7 mg/l O<sub>2</sub> im umgebenden Medium durch externe Nitritdosierung deutlich steigern ließ. Dies weist Nitrit unter den eingestellten Bedingungen als limitierenden Faktor des Gesamtprozesses aus. Erste mathematische Modellierungen einer kombinierten Nitrifikation/anaeroben Ammoniumoxidation im Biofilm bestätigen die Nitrifikation und die Nitritdiffusion in anoxische Biofilmbereiche als limitierende Prozesse der Deammonifikation (Koch et al. 2000).

Niedrige Sauerstoffkonzentrationen sind für den Betrieb der Deammonifikation in Biofilmanlagen obligat, um die Oxidation von Nitrit zu Nitrat dauerhaft zu unterdrücken (nähere Erläuterungen im folgenden Abschnitt). Dadurch ergeben sich gleichzeitig aber auch Beschränkungen der Nitritationsaktivität.

*niedriges Oberfläche/Volumen-Verhältnis:*



*hohes Oberfläche/Volumen-Verhältnis:*



**Abbildung 6:** Schematische Darstellung deammonifizierender Biofilme mit unterschiedlichem Oberfläche/Volumen-Verhältnis und unterschiedlicher Morphologie der Oberfläche

Für den umfassend untersuchten Biofilm der labortechnischen Moving-bed Anlage konnte mit Hilfe einer O<sub>2</sub>-Mikroelektrode nachgewiesen werden, daß die Diffusionstiefe von Sauerstoff bei einer Konzentration von 0,7 mg/l O<sub>2</sub> im umgebenden Medium nur etwa 50 µm betrug (Abb. 3). Somit ist nicht nur die Umsatzgeschwindigkeit durch niedrige Sauerstoffkonzentrationen limitiert, sondern auch die Verbreitung aerober Ammoniumoxidierer mit Nitritationsleistung in

die Biofilmtiefe drastisch begrenzt. Da eine Erhöhung der Sauerstoffkonzentration nur in sehr begrenztem Maße erfolgen kann, ist eine Steigerung der Nitritproduktion nur über eine Vergrößerung der Biofilmoberfläche zu erreichen. Abb. 6 zeigt dazu, daß in einem kompakten dichten Biofilm mit kleinem Oberfläche/Volumen-Verhältnis bei einer für Deammonifikation typisch niedrigen Sauerstoffkonzentration ein nur kleines Biofilmvolumen für die aerobe Nitritation zur Verfügung steht (obere Darstellung). Eine Vergrößerung der Oberfläche durch Veränderung der Biofilmmorphologie vergrößert den Lebensraum für aerobe Ammoniumoxidierer beträchtlich (untere Darstellung), wodurch mehr Nitrit gebildet und durch Diffusion den ANAMMOX-Bakterien in den anoxischen Biofilmbereichen zur Verfügung steht.

In welchem Verhältnis aerobe Ammoniumoxidierer und ANAMMOX-Bakterien im Biofilm vertreten sein müssen, damit das Deammonifikationspotential dieser Lebensgemeinschaft mit maximalem Wirkungsgrad genutzt werden kann, müssen weitere Untersuchungen zeigen. Aus der Beantwortung dieser Frage wird direkt abzuleiten sein, wie das Verhältnis von aeroben und anoxischen Zonen in einem deammonifizierenden Biofilm optimal gestaltet ist.

Aus den Darstellungen in Abb. 6 ergibt sich darüber hinaus, daß bei gleicher Biofilmdicke eine große Oberfläche und eher lockere Struktur anaerobe Zonen, in denen es unter Substratmangel zu Absterbeprozessen und Zellysis kommt, deutlich minimieren kann. Auf diese Weise ist eine Bildung sekundärer Substrate für eine endogene Denitrifikation, bei der unter Umständen auch  $N_2O$  gebildet werden kann, weitgehend eingeschränkt. Dies gilt natürlich nur, wenn Biofilme nicht zu dick werden.

Deammonifizierende Biofilme sollten demnach

- ein großes Oberfläche/Volumen-Verhältnis,
- eine hohe Porosität durch „pilz“artige Ausprägung des Oberflächenbiofilms (es muß allerdings ein Gleichgewicht zum dichteren Basisbiofilm mit genügend großen anoxischen Bereichen bestehen) und
- eine Substratversorgung bis an die Biofilmbasis (Beschränkung des Dickenwachstums)

aufweisen.

Nach den Ergebnissen der hier vorgestellten Untersuchungen hat sich das Moving-bed Verfahren als grundsätzlich geeignet für die Umsetzung der Stickstoff-

elimination durch Deammonifikation gezeigt. Gegenüber den „ursprünglich“ deammonifizierenden Scheibentauchkörpern, in denen ausgeprägte Substratgradienten eine einheitliche Biofilmkontrolle unmöglich machen, kombiniert das Moving-bed Verfahren durch den Einsatz von suspendiertem Trägermaterial in durchmischten Becken die Vorteile von sowohl Belebungs- als auch Biofilmverfahren. Die Geometrie handelsüblicher Aufwuchsträger bietet in den innen liegenden Bereichen Aufwuchsflächen, die zwar angeströmt und damit substratversorgt sind, der Turbulenz und damit großen Scherkräften aber nicht direkt ausgesetzt werden, wodurch eine große Biofilmoberfläche durch heterogene „offene“ Strukturen grundsätzlich möglich ist.

Bei den vergleichsweise dünnen Biofilmen im Moving-bed (ca. 500 µm Biofilmdicke auf den untersuchten Kaldnes-Aufwuchsträgern) kommt es natürlich unter niedrigen Sauerstoffkonzentrationen und einer Schichtung in aerobe und anoxische Bereiche zu Einbußen in der Ammoniumumsatzleistung gegenüber rein nitrifizierenden Reaktoren. Erneut wird deutlich, daß unter niedrigen Sauerstoffkonzentrationen die Nitritbildung durch eine aerobe Ammoniumoxidation den Stickstoffumsatz limitiert. Der erfolgreiche Betrieb der einstufigen Deammonifikation im Moving-bed wird demnach davon abhängen, ob es z.B. durch den Einsatz veränderter Aufwuchsträgergeometrien, Optimierung der hydraulischen Bedingungen, der Substrat- und Sauerstoffkonzentrationen gelingen wird, auch in den vergleichsweise dünnen Biofilmen im Moving-bed aerobe und anaerobe Ammoniumoxidierer in einem geeigneten Verhältnis zu vergesellschaften.

In den großflächigen, dicken Biofilmen einer Scheibentauchkörperanlage ist dies offensichtlich einfacher, auch ohne Kontrolle zu erreichen, wie der nahezu vollständige Ammoniumumsatz, bei gleichzeitiger hoher Deammonifikationsaktivität in den von Hippen (2000) untersuchten Sickerwasserreinigungsanlagen Mechernich, Kölliken und Pitsea deutlich macht. Eine Adaptation des Moving-bed Verfahrens an die Anforderungen einer Deammonifikation erscheint dennoch überaus sinnvoll, da dieses innovative Biofilmverfahren eine bedeutend größere Flexibilität aufweist. So lassen sich z.B. durch einfache Veränderungen der volumetrischen Füllung die Flächenbelastung und Biomassekonzentration den jeweiligen Erfordernissen anpassen. Bestehende Becken einer Kläranlage können mit einem geringen Aufwand in biofilmbasierte Deammonifikationsstufen umgerüstet werden.

### ***Wichtige Einflußfaktoren auf den Prozeß der Deammonifikation***

Eine Kombination von Nitritation und anaerober Ammoniumoxidation, egal ob in separaten Becken oder einstufig als Deammonifikation betrieben, setzt immer voraus, daß die aerobe Oxidation von Ammonium nur bis zum Nitrit erfolgt. Nitrat kann als Elektronenakzeptor für die anaerobe Ammoniumoxidation nicht genutzt werden (Helmer et al. 1999). In der praktischen Umsetzung bedeutet dies, daß die Weiteroxidation zum Nitrat durch aerobe Nitritoxidierer in jedem Fall zu unterdrücken ist.

Grundsätzlich kann – bedingt durch größere Empfindlichkeiten und niedrigere Wachstumsraten bei Temperaturen  $> 25^{\circ}\text{C}$  – ein Selektionsdruck auf Nitritoxidierer ausgeübt werden durch

- eine Verkürzung der hydraulischen Aufenthaltszeit (bei Temp.  $> 25^{\circ}\text{C}$ ),
- eine hohe Ammoniakkonzentration (durch hohe Ammoniumzulaufkonzentration in Kombination mit hohem pH-Wert und hoher Temperatur),
- eine niedrige Sauerstoffkonzentration ( $< 1 \text{ mg/l}$ ).

Für eine Bewertung, welche Strategie der Nitratationshemmung in der Umsetzung der Deammonifikation am wirkungsvollsten ist, muß nach Verfahrenstechniken unterschieden werden. Eine Nitratationshemmung durch Verkürzung der hydraulischen Aufenthaltszeit, wie beim SHARON-Verfahren erfolgreich umgesetzt, kommt bei biofilmbasierten Verfahrenstechniken grundsätzlich nicht in Frage, da sich die Nitritoxidierer dem Selektionsdruck durch ein Anheften auf Oberflächen dauerhaft entziehen können. Soll die Stickstoffelimination dagegen durch Nitritation und anaerobe Ammoniumoxidation in getrennten Reaktoren betrieben werden, wodurch die Beschränkung auf Biofilmverfahren zumindest für die Nitritationsstufe entfällt, ist ein SHARON-Reaktor als 1. Stufe für die Behandlung von z.B. Schlammwasser überaus geeignet.

Sollen Nitritation und anaerobe Ammoniumoxidation dagegen in einem Biofilm gekoppelt werden, können hohe Ammoniakkonzentrationen in Kombination mit niedrigen Sauerstoffkonzentrationen die ausschließliche Nitritation sicherstellen. Welchem Parameter dabei höheres Gewicht beizumessen ist, entscheidet sich vor allem danach, ob es sich um ein graduell durchflossenes oder total durchmisches System handelt.

Bei einem durchmischten Reaktortyp – wie dem Moving-bed Verfahren – kann eine hohe Ammoniakkonzentration nur bedingt als Hemmfaktor genutzt werden, da hier die Stoffkonzentrationen im Reaktor automatisch den Ablaufkonzentrationen entsprechen. Bei einer Nutzung der Deammonifikation z.B. zur Schlammwasser-Teilstrombehandlung ist dann eine echte Entlastung des Hauptstroms gegeben, wenn die Ammoniumablaufkonzentration der Teilstrombehandlung in etwa der Ammoniumkonzentration des Hauptstroms, also kommunalen Abwassers entspricht. Vergleichbare Ammoniakkonzentrationen wie in der STK-Anlage können daher nicht eingestellt werden, es sei denn, es werden mehrere Reaktoren in Kaskade hintereinander geschaltet.

Somit kommt der Sauerstoffkonzentration eine „Schlüssel“funktion bei der Steuerung der Deammonifikation in durchmischten Biofilmverfahren wie dem Moving-bed zu. Bei abnehmender Sauerstoffkonzentration gehen sowohl die Wachstumsraten der Ammoniumoxidierer als auch der Nitritoxidierer zurück. Die Wachstumsgeschwindigkeit der Nitritoxidierer wird dabei deutlicher beeinträchtigt. Bei Sauerstoffkonzentrationen  $< 1 \text{ mg/l O}_2$  erlangen die Ammoniumoxidierer so deutliche Wachstumsvorteile, daß mit einem Überwachsen der Nitritoxidierer zu rechnen ist. Allerdings wurde in durchmischten Systemen mit suspendierter Biomasse häufiger beobachtet, daß sich Nitritoxidierer an niedrige Sauerstoffkonzentrationen adaptieren können und so der Hemmeffekt nicht langfristig zu halten war (Laanbroek et al. 1994, Gaul 1998).

Nach der Theorie von Bernet et al. (2001) ist bei der Nutzung von Biofilmen eine Adaptation der Nitritoxidierer an niedrige Sauerstoffkonzentrationen weniger wahrscheinlich, weil der Selektionsdruck gegenüber durchmischten Systemen deutlich erhöht ist. Bei niedrigen Sauerstoffkonzentrationen steht das in diesem Fall wachstumslimitierende Substrat nur an der Biofilmoberfläche zur Verfügung und wird hier verstärkt von Ammoniumoxidierern genutzt. Je weiter der Biofilm wächst, um so stärker erhöht sich das Verhältnis von Ammonium- zu Nitritoxidierern, bis schließlich die gesamte Biofilmoberfläche von Ammoniumoxidierern besiedelt ist. Die Nitritoxidierer werden so in tiefere Schichten verdrängt, wo sie schließlich nicht mehr mit Sauerstoff versorgt werden. Beobachtungen von Bennemann et al. (1991), nach denen eine Hemmung der Nitritoxidierer im Biofilm schon bei deutlich höheren Sauerstoffkonzentrationen einsetzt als in durchmischten Systemen, stützt diese Theorie.

Nach Hu (1990), Yang u. Allemann (1992) bzw. Stüven et al. (1994) ist es nicht die direkte Wirkung niedriger Sauerstoffkonzentrationen auf die Nitritoxidierer, die die Hemmung letztlich herbeiführt, sondern das unter diesen Bedingungen von Ammoniumoxidierern freigesetzte Hydroxylamin, das in seiner undissoziierten Form als hochspezifischer Hemmstoff für Nitritoxidierer gilt. Da der Anteil undissoziierten Hydroxylamins mit steigendem pH-Wert zunimmt, ist eine Nitrationshemmung unter niedrigen Sauerstoffkonzentrationen **und** hohem pH-Wert besonders ausgeprägt zu erwarten.

Bezieht man Betrachtungen mit ein, nach denen eine niedrige Sauerstoffkonzentration neben dem gewünschten Hemmeffekt auf die Nitrifikation gleichzeitig auch eine unerwünschte Limitierung der Nitrifikationsleistung und damit auch der Deammonifikationsleistung mit sich bringt, so wird deutlich, welche unterschiedlichen Anforderungen an die Sauerstoffkonzentration als Steuer- und Regelparameter gestellt werden. Um das Deammonifikationspotential optimal ausschöpfen zu können, muß für jedes System die geeignete Sauerstoffkonzentration als Kompromiß zwischen einer Förderung der aeroben Ammoniumoxidierer und einer Hemmung der Nitritoxidierer gefunden werden.

### ***Bewertung der Deammonifikation im Vergleich zu anderen Verfahren***

Obwohl die wenigen bisherigen Erfahrungen mit der Deammonifikation eine Einschätzung ihrer Leistungsfähigkeit zum jetzigen Zeitpunkt schwierig machen, soll an dieser Stelle ein kurzer Ausblick gewagt werden.

Tab. 1 macht zunächst noch einmal grundlegend deutlich, daß die Kombination aus Nitrifikation und anaerober Ammoniumoxidation dem klassischen Nitrifikations-/Denitrifikationsprozeß, egal in welcher Verfahrenstechnik betrieben, im Hinblick auf Ressourcenschonung sowie Energieersparnis weit überlegen ist. So hat die rein autotrophe Prozeßkombination Nitrifikation/ANAMMOX gegenüber der klassischen Nitrifikation/Denitrifikation

- einen um 60% verminderten Sauerstoffbedarf,
- einen um 100% verminderten Bedarf an organischen Kohlenstoffverbindungen,
- eine um mehr als 90% verminderte Überschussschlammproduktion.

Bedarf eine Teilstrombehandlung hoch stickstoffhaltiger Abwässer mit niedrigem C/N-Verhältnis nach klassischem biologischen Verfahrenskonzept i.d.R.

einer Dosierung externer Kohlenstoffsubstrate, zumeist auch einer Laugedosierung und in jedem Fall einer intensiven Belüftung, so ist die Nitritation/ANAMMOX-Kombination unabhängig von einer organischen Kohlenstoffquelle, braucht eher keine Verbesserung der Säurekapazität und nur geringe Belüftungsintensität. Darüber hinaus kann die rein autotrophe Kombination als Deammonifikation einstufig realisiert werden.

**Tabelle 1:** Vergleich stöchiometrischer Parameter zwischen einer kombinierten Nitritation/anaeroben Ammoniumoxidation und einer kombinierten Nitrifikation/Denitrifikation im Belebungs- und Biofilmverfahren (Strous et al. 1997)

Parameter		Nitritation/ ANAMMOX	Nitri/Deni Belebung	Nitri/Deni Fließbettreaktor
Sauerstoffverbrauch	[kg O <sub>2</sub> /kg NH <sub>4</sub> -N]	1,9	3,4-5	3,4-5
organ. Kohlenstoff- verbrauch	[kg BSB <sub>5</sub> /kg NH <sub>4</sub> -N]	0	> 1,7	> 1,7
Schlammproduktion	[kg oTS/kg NH <sub>4</sub> -N]	0,08	1	1

Trotz dieser zahlreichen Vorteile ist eine verfahrenstechnische Nutzung der Deammonifikation nur dann sinnvoll, wenn auch die erreichbaren Prozeßgeschwindigkeiten zur Stickstoffelimination konkurrenzfähig sind. Ein Leistungsvergleich der Deammonifikation mit der konventionellen Nitrifikation/Denitrifikation, aber natürlich auch mit anderen innovativen Verfahren, wie dem NO<sub>x</sub>-Verfahren oder der Kombination SHARON/ANAMMOX ist allerdings äußerst schwierig, weil die Prozesse in sehr unterschiedlichen Verfahrenstechniken realisiert sind. So sind z.B. die Bezugsgrößen zur Angabe der spezifischen Leistungsfähigkeit für Belebungs- und Biofilmverfahren sehr unterschiedlich. Sind die Umsatzraten im Belebungsverfahren proportional zur Biomassekonzentration und werden daher auf die Trockensubstanz bezogen angegeben, so sind die Umsatzraten in Biofilm-anlagen aufgrund von Diffusionslimitierungen eher proportional zur Oberfläche und werden daher auf die Fläche bezogen angegeben. Als Fläche wird dabei die grundsätzlich für einen Biofilmbewuchs zur Verfügung stehende Trägeroberfläche genommen – ein Vorgehen, daß mit großen Fehlern behaftet sein kann. Um die Leistungsfähigkeit der verschiedenen Prozesse überhaupt einem Vergleich unterziehen zu können, sollen hier die Umsatzraten pro Kubikmeter Reaktorvolumen gegenübergestellt werden. Da wei-

terhin zu berücksichtigen ist, daß die verschiedenen Anlagen unter unterschiedlichsten Randbedingungen betrieben wurden, kann es sich hier nur um eine grobe Abschätzung der grundsätzlichen Eignung der Deammonifikation handeln.

Für das Belebungsverfahren gibt Pöpel (1997) Raumumsatzleistungen für die Nitrifikation in einer Größenordnung von 0,08-0,14 kg NH<sub>4</sub>-N/(m<sup>3</sup>·d) und für die Denitrifikation in einer Größenordnung von 0,06-0,2 kg NO<sub>3</sub>-N/(m<sup>3</sup>·d) an. Für die klassischen biologischen Prozesse in Biofilmanlagen werden die höchsten volumetrischen Umsatzraten für eine klassische Nitrifikation in Airlift-Reaktoren genannt, und zwar von Tjihuis et al. (1992) bzw. Frijters et al. (1996) in der Größenordnung von 1,5-5,0 kg NH<sub>4</sub>-N/(m<sup>3</sup>·d). Für eine nachgeschaltete Denitrifikation in Fließbettreaktoren finden sich bei Pöpel u. Kristeller (1995) Angaben zwischen 1,5-5,5 kg NO<sub>3</sub>-N/(m<sup>3</sup>·d) für die Raumumsatzleistung. Für eine Stickstoffelimination aus Abwasser ist nach klassischem Konzept immer eine Nitrifikation und eine Denitrifikation vonnöten, so daß sich aus den genannten Angaben Abschätzungen einer volumetrischen Stickstoffeliminationsleistung von maximal 0,75-2,5 kg N/(m<sup>3</sup>·d) für Biofilmverfahren (hier Fließbett) und 0,03-0,07 kg N/(m<sup>3</sup>·d) für Belebungsverfahren (bei vergleichsweise niedrigen Temperaturen) ergeben, natürlich unter der Voraussetzung einer ausreichenden Versorgung mit organischen Kohlenstoffverbindungen.

Betrachtet man die Umsatzleistungen innovativer Verfahren zur Stickstoffelimination unter realen Abwasserbedingungen, so stehen hauptsächlich Angaben aus labor- und halbtechnischen Anlagen zur Verfügung. So geben Schmidt et al. (1999) die Stickstoffeliminationsleistung des NO<sub>x</sub>-Verfahrens in einer halbtechnischen Anlage zur Behandlung von Abwasser aus der Intensivfischzucht mit ca. 0,11 kg N/(m<sup>3</sup>·d) an (Aktivität der Ammoniumoxidation bei 0,14 kg N/(m<sup>3</sup>·d) mit einem ca. 80 %igen Stickstoffverlust). Schmidt et al. berichten von höheren Ammoniumumsatzleistungen bei stärker mit Ammonium belasteten Abwässern, allerdings finden sich hier keine Angaben zur tatsächlichen Eliminationsleistung.

Für die Prozeßkombination Nitritation und anaerobe Ammoniumoxidation steht mit dem SHARON/ANAMMOX-Verfahren eine zweistufige Umsetzung zur Verfügung. Im Auftrage der STOWA/Niederlande untersuchten van Dongen et al. (2001a, 2001b) prozeß- und verfahrenstechnische Fragen in einer Pilotanlage. Dabei wurde der SHARON-Reaktor im Durchfluß betrieben, der ANAMMOX-

Reaktor im Sequenzing Batch. Die Stickstoffeliminationsleistung der Reaktorkombination betrug  $0,75 \text{ kg N}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ .

Im Vergleich dazu erzielte die Deammonifikation als einstufige Verfahrensvariante einer kombinierten Nitritation und anaeroben Ammoniumoxidation in der hier vorgestellten labortechnischen Moving-bed Anlage mit Kaldnes-Aufwuchsträgern eine Stickstoffeliminationsleistung von  $0,2 \text{ kg N}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ .

Im Leistungsvergleich mit klassischen Nitrifikations-/Denitrifikationsprozessen in Biofilm- oder Belebungsverfahren erreicht damit vor allem das SHARON/ANAMMOX-Verfahren auch unter realen Abwasserbedingungen genügend hohe Umsatzraten, um abwassertechnisch genutzt zu werden. Die Eliminationsleistung der Deammonifikation im hier untersuchten Moving-bed lag um 73% niedriger. Einer mittleren spezifischen Stickstoffumsatzrate von  $0,18 \text{ kg N}/(\text{kg TS} \cdot \text{d})$  im SHARON/ANAMMOX-Verfahren stand eine mittlere spezifische Stickstoffumsatzrate von  $0,11 \text{ kg N}/(\text{kg TS} \cdot \text{d})$  der Deammonifikation gegenüber. Dies spricht zunächst für den zweistufigen Betrieb der Nitritation/anaeroben Ammoniumoxidation. Es ist allerdings davon auszugehen, daß mit einer Optimierung der aerob/anoxischen Zonierung im Biofilm die Raten der Nitritation und der anaeroben Ammoniumoxidation besser aufeinander abgestimmt und die biomassenspezifischen Stickstoffeliminationsraten damit erhöht werden können. Darüber hinaus ist beim Moving-bed Verfahren mit der Möglichkeit einer Erhöhung der Biomassekonzentration durch Erhöhung der volumetrischen Füllung – den o.g. Raten lag eine 20 %ige volumetrische Füllung zugrunde – noch beträchtliches Optimierungspotential in bezug auf die volumetrische Stickstoffeliminationsleistung gegeben.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Deammonifikation durchaus das Potential zur Reinigung von hoch stickstoffhaltigen Teilströmen mit niedrigem C/N-Verhältnis hat. Eine bessere Einordnung der Leistungsfähigkeit und auch der Wirtschaftlichkeit der Deammonifikation im Moving-bed wird sich aus verschiedenen Projekten des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover zur großtechnischen Realisierung ergeben.

## 5 Literatur

- Abeling U (1994) Stickstoffelimination aus Industrieabwässern – Denitrifikation über Nitrit. *Veröff d Inst f Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover*, **H 86**
- Abeling U (2000) Nitritation: Ein Problem wird zur Lösung. 7. Hannoversche Industrieabwasser-Tagung (HIT 2000) „Neue Wege der Stickstoffelimination in hochkonzentrierten Teilströmen“, *Veröff. des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover*, **H 117**
- Abeling U, Seyfried CF (1992) Anaerobic-aerobic treatment of high-strength ammonium wastewater – nitrogen removal via nitrite. *Wat Sci Tech* **26(5-6)**, 1007-1015
- Balmelle B, Nguyen KM, Capdeville B, Cornier JC, Deguin A (1992) Study of factors controlling nitrite build-up in biological processes for water nitrification. *Wat Sci Tech* **26(5-6)**, 1017
- Beccari M, Passino R, Ramadori R, Tandoi V (1983) Kinetics of dissimilatory nitrate and nitrite reduction in suspended growth culture. *Journal WPCF* **55(1)**, 58
- Bennemann H, Feldmann M, Hempel DC (1991) Nitrifikation mit immobilisierten Bakterien. *gwf-Wasser-Abwasser* **132(12)**, 686-689
- Bernet N, Dangcong P, Delgenès J-P, Moletta R (2001) Nitrification at low oxygen concentration in biofilm reactor. *J Environ Eng, ASCE* **127(3)**, 266-271
- Bock E, Schmidt I, Stüven R, Zart D (1995) Nitrogen loss caused by denitrifying *Nitroso-monas* cells using ammonium or hydrogen as electron donors and nitrite as electron acceptor. *Arch Microbiol* **163**, 16-20
- Broda E (1977) Two kinds of lithotrophs missing in nature. *Z Allg Mikrobiol* **17(6)**, 491-493
- Chen SK, Juaw CK, Cheng SS (1991) Nitrification and denitrification of high-strength ammonium and nitrite wastewater with biofilm reactors. *Wat Sci Tech* **23**, 1417-1425
- Ford DL, Churchwell RL, Kachtick JW (1980) Comprehensive analysis of nitrification of chemical processing wastewater. *Journal WPCF* **52(11)**, 2726-2746
- Frijters CTMJ, Eikelboom DH, Mulder A, Mulder R (1996) Treatment of municipal wastewater in a CIRCOX airlift reactor with integrated denitrification. *3<sup>rd</sup> International IAWQ Special Conference on Biofilm Systems*, 27-30 August 1996, Copenhagen, Denmark
- Garrido JM, van Benthum WAJ, van Loosdrecht MCM, Heijnen JJ (1997) Influence of dissolved oxygen concentration on nitrite accumulation in a biofilm airlift suspension reactor. *Biotechnol Bioeng* **53(2)**, 168-178
- Gaul T (1998) Einfluß niedriger Sauerstoffkonzentrationen auf die Umsetzung hoch N-belasteter Abwässer in SBR-Systemen. *Diplomarbeit*, Universität Hannover
- Groeneweg J, Sellner B, Tappe W (1994) Ammonia oxidation in *Nitrosomonas* at  $\text{NH}_3$  concentrations near  $K_m$ : Effects of pH and temperature. *Wat Res* **28(12)**, 2561-2566

- Hanaki K, Wantawin C, Ohgaki S (1990) Nitrification at low levels of dissolved oxygen with and without organic loading in a suspended-growth reactor. *Wat Res* **24(3)**, 297-302
- Helmer C, Tromm C, Hippen A, Rosenwinkel K-H, Seyfried CF, Kunst S (1999) Einstufige biologische Stickstoffelimination durch Nitritation und anaerobe Ammonium Oxidation im Biofilm. *gwf-Wasser/Abwasser* **140(9)**, 622-632
- Helmer C, Tromm C, Hippen A, Rosenwinkel K-H, Seyfried CF, Kunst S (2000) Single stage biological nitrogen removal by nitritation and anaerobic ammonium oxidation in biofilm systems. *1<sup>st</sup> World Congress of the International Water Association IWA*, 3-7 July 2000, Paris, France (*Wat Sci Tech* (2001) **43(1)**), 311-321
- Helmer-Madhok C, Schmid M, Filipov E, Gaul T, Hippen A, Rosenwinkel K-H, Seyfried CF, Wagner M, Kunst S (2001) Deammonification in biofilm systems: population structure and function. *3<sup>rd</sup> International Specialised Conference on "Microorganisms in Activated Sludge and Biofilm Processes"*, 13-15 June 2001, Rome, Italy
- Hippen A (2000) Einsatz der Deammonifikation zur Behandlung hoch stickstoffhaltiger Abwässer. *Dissertation*, Universität Hannover
- Hippen A; Helmer C; Kunst S; Rosenwinkel K-H, Seyfried CF (1999) Sludge liquor treatment with aerobic deammonification. "Wastewater '99", *3<sup>rd</sup> International Conference of ACE CR*, Teplice, 18-20 May 1999
- Hooper AB, Terry KR (1973) Specific inhibitor of ammonia oxidation in *Nitrosomonas*. *J Bacteriol* **115**, 480-485
- Hu SS (1990) Acute substrate-intermediate-product related inhibition of nitrifiers. *MS thesis*, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana
- Jayamohan S, Ohgaki S, Hanaki K (1988) Effect of DO on kinetics of nitrification. *Water Supply* **6**, 141-150
- Jetten MSM, Horn SJ, van Loosdrecht MCM (1997) Towards a more sustainable municipal wastewater treatment system. *Wat Sci Tech* **35(9)**, 171-180
- Joo S-H, Kim D-J, Yoo I-K, Park K, Cha G-C (2000) Partial nitrification in an upflow aerated filter by O<sub>2</sub> limitation. *Biotechnol Lett* **22**, 937-940
- Kapp H (1983) Zur Interpretation der Säurekapazität des Abwassers. *gwf-Wasser-Abwasser* **124**, 127-130
- Kayser R (1987) Simultane Denitrifikation – Grundlagen, Bemessung, Ausführung. *Wiener Mitteilungen*, **Bd 69**, 19-36
- Knowles G, Downing AL, Berrett MJ (1965) Determination of kinetic constants for nitrifying bacteria in mixed culture. *J Gen Microbiol* **38**, 263-278
- Koch G, Egli K, van der Meer JR, Siegrist H (2000) Mathematical modelling of autotrophic denitrification in nitrifying biofilm of a rotating biological contactor. *Wat Sci Tech* **41(4/5)**, 191-199
- Kollbach JS, Grömping M (1996) Stickstoffrückbelastung: Stand der Technik 1996/97. Zukünftige Entwicklungen. TK Verlag Karl Thomé-Kozmiensky, Neuruppin
- Laanbroek HJ, Gerards S (1993) Competition for limiting amounts of oxygen between *Nitrosomonas europaea* and *Nitrobacter winogradskyi* grown in mixed continuous cultures. *Arch Microbiol* **159**, 453-459

- Laanbroek HJ, Bodelier PLE, Gerards (1994) Oxygen consumption kinetics of *Nitrosomonas europaea* and *Nitrobacter hamburgensis* grown in mixed continuous cultures at different oxygen concentrations. *Arch Microbiol* **161**, 156-162
- Lloyd D, Boddy L, Davies KJP (1987) Persistence of bacterial denitrification capacity under aerobic conditions: the rule rather than the exception. *FEMS Microbiol Ecol* **45**, 185-190
- Matsché N (1987) Nitrifikation – Grundlagen, Bemessung und Ausführung. *Wiener Mitteilungen*, **Bd 69**, 1-18
- Mauret M, Paul E, Puech-Costes E, Maurette MT, Baptiste P (1996) Application of experimental research methodology to the study of nitrification in mixed culture. *Wat Sci Tech* **34(1-2)**, 245-252
- Mudrack K, Kunst S (1994) Biologie der Abwasserreinigung. 4. Auflage, Gustav Fischer Verlag, Stuttgart Jena New York
- Mulder A, van de Graaf AA, Robertson LA, Kuenen JG (1995) Anaerobic ammonium oxidation discovered in a denitrifying fluidized bed reactor. *FEMS Microbiol Ecol* **16**, 177-184
- Nowak O, Schweighofer P, Svardal K (1994) Nitrification inhibition – a method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. *Wat Sci Tech* **30(6)**, 9-19
- Otte-Witte R, Jakob J, Siekmann K (1991) Kläranlagenrückbelastungen aus der Schlammbehandlung. *Korrespondenz Abwasser* **38(6)**, 754-762
- Painter HA (1970) A review of literature on inorganic nitrogen metabolism in microorganisms. *Wat Res* **4(6)**, 393-450
- Pöpel HJ (1996) Stickstoffelimination mit und ohne externe Substrate – Notwendigkeit und Möglichkeiten. *Schriftenreihe d Inst f Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung und Raumplanung der Technischen Hochschule Darmstadt WAR* **85**, 5-27
- Pöpel HJ (1997) Vergleich von Belebtschlamm- und Biofilntechnik bei der Stickstoffelimination. 26. Abwassertechnisches Seminar: Biofilm-Technologie zur Reinigung kommunaler Abwässer: Mode oder Moderne? *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft – Technische Universität München*, **H 130**
- Pöpel HJ, Kristeller W (1995) Versuche zur nachgeschalteten Denitrifikation im Fließbett mit Methanol in Frankfurt-Niederrad. *Korrespondenz Abwasser* **42(12)**, 2216-2225
- Rheinheimer, G, Hegemann W, Raff J, Sekoulov I (1988) Stickstoffkreislauf im Wasser. R. Oldenbourg Verlag, München Wien
- Robertson LA, Kuenen JG (1990) Combined heterotrophic and aerobic denitrification in *Thiosphaera pantotropha* and other bacteria. *Antonie van Leeuwenhoek* **57**, 139-152
- Schmid M, Twachtmann U, Klein M, Strous M, Juretschko S, Jetten MSM, Metzger JW, Schleifer K-H, Wagner M (2000) Molecular evidence for genus level diversity of bacteria capable of catalyzing anaerobic ammonium oxidation. *System Appl Microbiol* **23**, 93-106
- Schmidt I (1997) Anaerobe Ammoniumoxidation von *Nitrosomonas eutropha*. *Dissertation*, Universität Hamburg

- Schmidt I, Zart D, Stüven R, Bock E, Appelbaum S (1999) Einsatz eines neuartigen einstufigen Verfahrens zur Stickstoffeliminierung in Abwasser. *Korrespondenz Abwasser* **46(6)**, 928-934
- Schweighofer P (1997) Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung. *Wiener Mitteilungen*, **Bd 138**
- Seyfried CF, Baumgarten G, Witt HP (1995) Einfahrphase und Betriebsergebnisse der Sickerwasserbehandlung auf der Deponie Mechernich. *ATV-Seminare für die Abwasserpraxis*, 1./2. März 1995, Magdeburg
- Seyfried CF, Hippen A (1999) Die Sickerwasserreinigung der Zentralen Mülldeponie Mechernich – eine Story mit wissenschaftlicher Ausbeute. In: *Veröff d Inst f Siedlungswasserwirtschaft u Abfalltechnik, Universität Hannover*, **H 109**
- Siegriest H, Gujer W (1987) Demonstration of mass transfer and pH effects in a nitrifying biofilm. *Wat Res* **21**, 1481-1487
- Stevens DK, Berthouex PM, Chaoman TW (1989) Dynamic model of nitrification in a fluidized bed. *J Envir Eng, ASCE* **115(5)**, 910-929
- Strous M (2000) Microbiology of anaerobic ammonium oxidation. *PhD Thesis*, TU Delft, The Netherlands
- Strous M, van Gerven E, Zheng P, Kuenen JG, Jetten MSM (1997) Ammonium removal from concentrated waste streams with the anaerobic ammonium oxidation (Anammox) process in different reactor configurations. *Wat Res* **31(8)**, 1955-1962
- Strous M, Heijnen JJ, Kuenen JG, Jetten MSM (1998) The sequencing batch reactor as a powerful tool for the study of slowly growing anaerobic ammonium-oxidizing microorganisms. *Appl Microbiol Biotechnol* **50**, 589-596
- Stüven R, Vollmer M, Bock E (1994) Untersuchungen zum Verständnis der Bildung von Stickoxiden durch nitrifizierende Abwasserbakterien. *Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben 02-WT9006*. Universität Hamburg, Inst für Allg Botanik und Bot Garten, Abt Mikrobiologie
- Surmacz-Górska J, Cichon A, Miksch K (1997) Nitrogen removal from wastewater with high ammonia nitrogen concentration via shorter nitrification and denitrification. *Wat Sci Tech* **36(10)**, 73-78
- Suwa Y, Imamura Y, Suzuki T, Tashiro T, Urushigawa Y (1994) Ammonia-oxidizing bacteria with different sensitivities to  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  in activated sludges. *Wat Res* **28(7)**, 1523-1532
- Tijhuis L, van Loosdrecht MCM, Heijnen JJ (1992) Nitrification with biofilms on small suspended particles in airlift reactors. *Wat Sci Tech* **26**: 2207-2211
- Timmermans P, Van Haute A (1980) Denitrification with methanol. *Wat Res* **14**, 531-537
- Timmermans P, Van Haute A (1983) Denitrification with methanol. Fundamental study of the growth and denitrification capacity of *Hyphomicrobium* sp. *Wat Res* **17**, 1249-1255
- Tomlinson TG, Boon AG, Trotman CNA (1966) Inhibition of nitrification in the activated sludge process of sewage disposal. *J Appl Bacteriol* **29(2)**, 266-291
- Turk O, Mavinic DS (1986) Preliminary assessment of a shortcut in nitrogen removal from wastewater. *Can J Civ Eng* **13**, 600-605

- Turk O, Mavinic DS (1987) Benefits of using selective inhibition to remove nitrogen from highly nitrogenous wastes. *Environ Technol Lett* **8**, 419-426
- Turk O, Mavinic DS (1989) Maintaining nitrite build-up in a system acclimated to free ammonia. *Wat Res* **23(11)**, 1383-1388
- van de Graaf AA, de Bruijn P, Robertson LA, Jetten MSM, Kuenen JG (1996) Autotrophic growth of anaerobic ammonium-oxidizing micro-organisms in a fluidized bed reactor. *Microbiology* **142**, 2187-2196
- van de Graaf AA, de Bruijn P, Robertson LA, Jetten MSM, Kuenen JG (1997) Metabolic pathway of anaerobic ammonium oxidation on the basis of <sup>15</sup>N studies in a fluidized bed reactor. *Microbiology* **143**, 2415-2421
- van Dongen LGJM, Jetten MSM, van Loosdrecht MCM (2001a) The combined Sharon/Anammox process. Water and Wastewater Practitioner Series: *STOWA Report*, IWA Publishing, London (englische Übersetzung des STOWA-Reports 2000-25, STOWA, Utrecht, The Netherlands)
- van Dongen U, Jetten MSM, van Loosdrecht MCM (2001b) The Sharon<sup>®</sup>-Anammox<sup>®</sup> process for treatment of ammonium rich wastewater. *Wat Sci Tech* **44(1)**, 153-160
- Wolffson C (1992) Denitrifikation in speziellen Abwässern mit externen Kohlenstoffquellen. *Veröff d Inst f Siedlungswasserwirtschaft der TU Braunschweig*, **H 52**
- Wong-Chong GM, Loehr RC (1978) Kinetics of microbial nitrification: nitrite-nitrogen oxidation. *Wat Res* **12**, 605-609
- Yang L, Alleman JE (1992) Investigation of batchwise nitrite build-up by an enriched nitrification culture. *Wat Sci Tech* **26(5-6)**, 997-1005

Dr.-Ing. Christine Helmer-Madhok

Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik  
Universität Hannover  
Welfengarten 1  
D - 30167 Hannover

Tel.: 0049 511 762-2478

Fax: 0049 511 762-2881

Email: [helmer-madhok@isah.uni-hannover.de](mailto:helmer-madhok@isah.uni-hannover.de)

# Biofilmverfahren – Möglichkeiten und Grenzen

Brigitte Nikolavcic

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

**Kurzfassung:** Es werden die gängigen Biofilmverfahren vorgestellt und deren Anwendung erörtert. Mit einstufigen Biofilmanlagen ist es meist nicht möglich, gleichzeitig vollständige Nitrifikation und Stickstoffentfernung zu erreichen, sie werden daher in Österreich nur für kleine Anlagen (< 5.000 EW) angewendet werden. Ist Stickstoffentfernung gefordert, so können Biofilmanlagen als zweistufige Anlagen oder als Nitrifikationsstufe nach einer Hochlast-Belebungsanlage eingesetzt werden. Mit zweistufigen Biofilmanlagen ist der Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung meist begrenzt. Die Denitrifikation kann durch den Einsatz externer CSB-Quellen, auch in nachgeschalteten Stufen, verbessert werden. Wegen der höheren Umsatzraten im Vergleich zu konventionellen Verfahren sind Biofilmanlagen dort interessant, wo der Platzbedarf sehr beschränkt ist.

**Key-Words:** Biofilm, Biofilter, Festbett, Tropfkörper, Tauchkörper, Wirbelbett.

## 1 Einleitung

Biofilmverfahren sind in der Abwasserreinigung seit vielen Jahren im Einsatz. Waren es früher vor allem Tropfkörper und danach Scheibentauchkörper, finden heute vor allem Festbett- und Biofilterverfahren Anwendung. Trotzdem führen die Biofilmverfahren neben dem Belebungsverfahren, dem weltweit am meisten angewendeten Verfahren zur biologischen Abwasserreinigung, ein Schattendasein. Der Grund dafür liegt darin, dass Belebungsanlagen äußerst flexibel und trotzdem einfach zu betreiben sind. Vor allem aber können mit dem Belebungsverfahren in einer Verfahreseinheit Kohlenstoff-, Stickstoff- und Phosphorverbindungen simultan entfernt werden, wobei Wirkungsgrade von mehr als 90% erreichbar sind.

Dennoch gibt es Fälle, in denen es technisch und wirtschaftlich sinnvoll ist, Biofilmverfahren einzusetzen. In diesem Artikel sollen einige Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung von Biofilmverfahren dargestellt werden.

Bei einem Seminar über Abwasserreinigungskonzepte hat Kroiß im Jahr 1994 *Überlegungen zum Vergleich verschiedener Verfahren und Konzepte der Abwasserreinigung* präsentiert (Kroiß, 1994). Beim Fortbildungskurs Biologische Abwasserreinigung 1998 hat Nowak einen Vortrag mit dem Titel *Aspekte zweistufiger Verfahren und von Biofilmverfahren* gehalten (Nowak *et al.*, 1998). An diese Vorträge knüpft dieser Artikel an, und es wird immer wieder darauf Bezug genommen.

## **2 Allgemeines über Biofilmverfahren**

### **2.1 Begriffsdefinition**

Unter Biofilmverfahren werden Verfahren verstanden, bei denen die Biomasse an einem inerten Trägermaterial aufwächst. Der Stoffaustausch zwischen Abwasser und Schlamm wird entweder dadurch ermöglicht, dass das Abwasser um das Trägermaterial fließt (Tropfkörper, Biofilter, Bodenfilter, belüftetes Festbett), oder dadurch dass das Trägermaterial durch das Abwasser bewegt wird (Tauchkörper, Wirbelbettverfahren). Biofilmsysteme können für aerobe, anoxische aber auch für anaerobe Verfahren eingesetzt werden.

Wie bei allen biologischen Verfahren wird die Abbauleistung auch in Biofilmsystemen von einer Vielzahl von Faktoren bestimmt. Die lokalen Umweltbedingungen im Biofilm spielen eine ebenso bedeutende Rolle wie die bauliche Gestaltung des Reaktors und die hydraulischen Verhältnisse.

### **2.2 Abbau von organischen Verbindungen und Nitrifikation**

Für hohe Umsatzraten in einem Biofilmreaktor ist eine große Siedlungsfläche für den Biofilmschlamm erforderlich (hohe spezifische Oberfläche des Trägermaterials). Die spezifische Oberfläche wird in  $\text{m}^2/\text{m}^3$  angegeben, und ist in der Regel ein theoretischer Wert. Durch den Bewuchs wachsen Poren und Zwickel zu, die tatsächlich wirksame Oberfläche ist unter Betriebsbedingungen

geringer als der theoretische Wert. Bei gekörntem Trägermaterial steigt die theoretische spezifische Oberfläche mit dem Kehrwert des wirksamen Durchmessers. Je feiner das Material ist umso größer ist die spezifische Oberfläche, aber umso größer wird die Verstopfungsgefahr.

Tabelle 1: Beispiele für spezifische Oberflächen von Trägermaterialien

Material	theoretische spez. Oberfläche	Anwendung
Schlacke 40/80	90 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	Tropfkörper
Kunststofffüllmaterialien	100 - 250 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	Tropfkörper, Tauchkörper, belüftete Festbetten
Kunststoff-Schüttgut, Füllgrad 2/3	~ 300 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	Wirbelbett
Polystyrol 3 – 6mm	750 - 1150	Biofilter (Schwimmfilter)
Blähton 2 – 8 mm	1000 – 1500 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	Biofilter

Um die wirksame Oberfläche aufrecht zu erhalten, ist der Austrag des gebildeten Überschussschlammes erforderlich. Wird der Schlamm nicht ausreichend aus dem Reaktor entfernt (z.B. weil die hydraulische Beschickung eines Tropfkörpers zu gering ist), wird die für den Abbau verfügbare Oberfläche kleiner.

Der Schlammaustrag erfolgt bei den verschiedenen Biofilmverfahren unterschiedlich. Als Scherkräfte wirken die aufsteigenden Luftblasen (belüftetes Festbett), die Schwerkraft und das abfließende Wasser (bei Tropf- und Tauchkörpern) und die Reibung der Aufwuchskörper aneinander (Biofilterspülung, Wirbelbett). In dieser Reihenfolge nehmen die Scherwirkung und die erforderliche Energie zu.

Die Nitrifikation stellt einen Kernprozess in der biologischen Abwasserreinigung dar. Da die Diffusion von Sauerstoff für den Abbau

entscheidend ist, kommt es beim Vorhandensein von mehreren Substraten zur Konkurrenz verschiedener Bakterien um den Sauerstoff. Beim Vorliegen von abbaubarem CSB, Ammonium und Sauerstoff ist die Nitrifikation benachteiligt.

Hohe Nitrifikationsraten sind in Biofilmreaktoren daher dann möglich, wenn die organischen Abwasserinhaltsstoffe schon entfernt sind, eine große Fläche für die Entwicklung des Biofilms zur Verfügung steht und die Sauerstoffversorgung gut ist. Jede Erhöhung der organischen Belastung (durch gelöste Stoffe oder Feststoffe) verringert die Sauerstoffversorgung der Nitrifikanten, und wirkt sich ungünstig auf die Nitrifikationsleistung aus. Die Nitrifikanten werden sozusagen „überwachsen“ und somit aus dem aeroben Bereich des Biofilms verdrängt (Harremoës, 1982, Gujer, 1991, Harremoës und Henze, 1995).

Auch die Alkalität des Abwassers (Karbonathärte) spielt eine besondere Rolle, weil bei zu geringem pH-Wert die Nitrifikation gehemmt wird. Wegen der höheren  $\text{CO}_2$ -Gehalte ist dieser Effekt bei Reaktoren mit Druckbelüftung stärker ausgeprägt als bei Reaktoren mit natürlichem Luftzug (Tropf- und Tauchkörper). Da Biofilmsysteme in der Regel mit deutlich höheren Sauerstoffgehalten betrieben werden als Belebtschlammssysteme, ist der Luftdurchsatz höher und die Sauerstoffausnutzung unter Betriebsbedingungen geringer. Dadurch wird das entstandene  $\text{CO}_2$  besser ausgestrippt, die  $\text{CO}_2$ -Konzentration im Reaktor ist geringer und der pH-Wert ist tendenziell höher als bei gleich tiefen Belebungsbecken.

### **2.3 Belastungsschwankungen**

Das anfallende Abwasser ist in Menge und Qualität nicht konstant, sondern unterliegt Schwankungen, die mit dem Kanalsystem, den Lebensgewohnheiten der Bevölkerung, Produktion von Gewerbe- und Industriebetrieben, Fremdenverkehr u. a. in Zusammenhang stehen. Trotz zeitlich stark unterschiedlichem Abwasseranfall (hinsichtlich Menge und Qualität) müssen die gesetzlichen Anforderungen an die Ablaufqualität jederzeit erfüllt werden. Dies stellt bei der Nitrifikation für manche Anlagen eine große Herausforderung an die Planung und einen vorausschauenden Betrieb dar.

Biofilmverfahren zeichnen sich in der Regel durch höhere Raumumsatzleistungen als Belebungsanlagen aus, daher sind die Reaktionsvolumina kleiner und damit ist die Aufenthaltszeit des Abwassers

geringer, sie liegt bei Tropfkörpern und Biofiltern im Bereich von 5 – 20 Minuten. Kurze Verweilzeiten haben zur Folge, dass Prozesse, die außerhalb der Zellen stattfinden, wie z.B. die Hydrolyse, oftmals nicht vollständig ablaufen können. Dies ist insbesondere bei Industrieabwasser zu beachten.

Wegen der geringen Aufenthaltszeit fallen auch Belastungsschwankungen stärker ins Gewicht als bei Anlagen mit großem Speichervolumen. Kann eine kurzzeitig auftretende hohe Belastung nicht zur Gänze umgesetzt werden, so steigt die Ablaufkonzentration unmittelbar an. Zulaufspitzen schlagen bei Überschreiten der Nitrifikationskapazität mit geringer Verzögerung direkt in den Ablauf durch. Es kann mit keiner Verdünnung in der Anlage gerechnet werden. Selbst bei Einhalten von gesetzlich geforderten Emissionswerten im Tagesmittel können kurzfristig hohe  $\text{NH}_4\text{-N}$  und  $\text{NO}_2\text{-N}$ -Ablaufkonzentrationen auftreten. Diesem Effekt ist insbesondere bei kleinen Vorflutern und daher geringer Verdünnung des Abwassers im Gewässer besonderes Augenmerk zu widmen. Ein Beispiel einer Ablaufganglinie mit starken Spitzen bei Einhalten des Emissionswertes ist in Abbildung 1 dargestellt. Auch im Arbeitsblatt A 281 der ATV-DVWK wird darauf hingewiesen, „*dass kurzfristige Ammonium-Ablaufspitzen, insbesondere bei Mischwasserbeaufschlagung bei Anlagen mit großem Vorklärbecken, unvermeidbar und ausgeprägter als bei Belebungsanlagen sind.*“

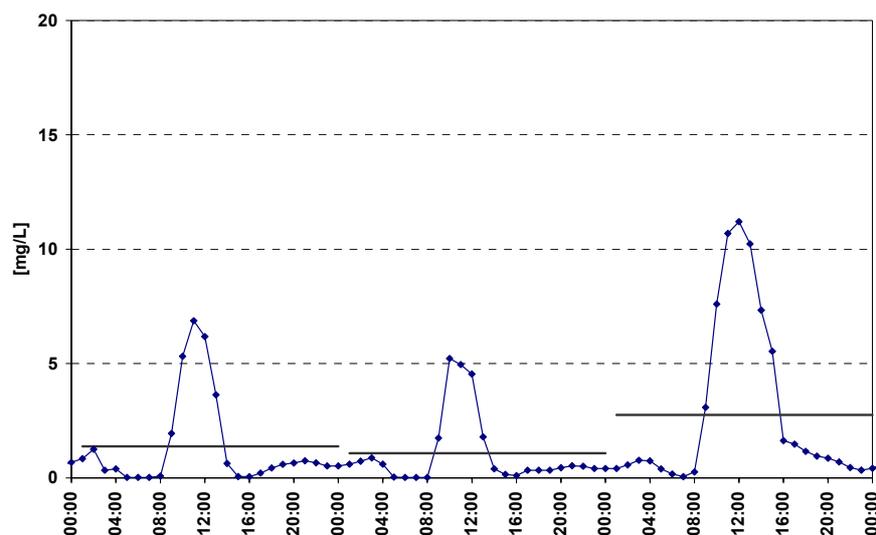


Abbildung 1: Exemplarische  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Konzentrations-Ganglinie und Tagesmittelwert im Ablauf einer Biofilteranlage.

Bei Belastungsschwankungen muss zwischen kurzfristigen Schwankungen und langfristigen Änderungen der Abwasserzusammensetzung unterschieden werden. Bei kurzfristigen Schwankungen kann die Umsatzleistung nur von der gegenwärtig vorliegenden Biomasse erbracht werden. Eine langfristige Änderung der Abwasserqualität beeinflusst dagegen die Zusammensetzung der Biomasse. Für die Leistungsfähigkeit der Nitrifikation heißt dies in einfachen Worten: Wie viel nitrifizierende Biomasse im Reaktor vorhanden ist, hängt von der Vorgeschichte ab – also der in der Vergangenheit produzierten Nitratfracht - unter Berücksichtigung des Austrages durch Absterben, Zerfall und Biofilmabscherung. Die effektive Umsatzrate ist darüber hinaus von der momentanen Nährstoffsituation abhängig, also welcher Anteil der Nitrifikanten im Reaktor mit Sauerstoff und Ammonium versorgt ist.

Für Belebungsanlagen ist dieser Zusammenhang über die kinetischen Parameter der Nitrifikanten theoretisch gut darstellbar (z.B. Nowak *et al.*, 1994). Für Biofilmanlagen steht kein einfacher und signifikanter Ansatz für die Charakterisierung der Nitrifikationskapazität zur Verfügung.

Eine kurze organische Schockbelastung kann momentan die Nitrifikation beeinflussen bzw. erliegen lassen. Eine langfristige organische Belastung führt zu stärkerem Schlammanfall, also kürzerem „Schlammalter“. Boller *et al.* (1997) haben festgestellt, dass Biofilter, im Vergleich zu anderen Biofilmreaktoren (Tropfkörper, Tauchkörper, Belüftete Festbetten), bei dauernder CSB-Belastung die größte Betriebsstabilität der Nitrifikation gewährleisten.

Der Einfluss der organischen Belastung auf die Schwankungsbreite der Nitrifikationsleistung von Biofilteranlagen wird u. a. in Nikolavcic *et al.* (2002) behandelt. Dabei zeigt sich, dass bei geringer heterotropher Aktivität (ausgedrückt als geringem ÜS-Schlammanfall im Biofilter) die Schwankungsbreite der Nitrifikation deutlich höher ist. In anderen Worten: Kommt der Kohlenstoff nicht auf den Biofilm, so können sich dort mehr Nitrifikanten ansiedeln.

Für Anlagen zur Rest-Nitrifikation spielt die Reinigungsleistung der vorgeschalteten Stufe eine besondere Rolle. Ist die Reinigungsleistung der vorgeschalteten Stufe im Normalfall ausreichend und daher die Ammonium-Belastung für die Filtrationsstufe gering, so kann die Kapazität der Nachreinigungsstufe im Bedarfsfall nicht ausreichend sein (Barjenbruch, 1998, Barjenbruch *et al.*, 2000).

In Hinblick auf die Bemessung ist bei Biofilmanlagen wegen der geringen hydraulischen Aufenthaltszeit die Spitzenbelastung von großer Bedeutung. Daher ist auch die maximale Nitrifikationsleistung in Abhängigkeit der Temperatur und der Vorbelastung eine ganz wesentliche Information.

Bei vollständig durchmischten Reaktoren ist die Biomasse homogen verteilt. Bei Reaktoren ohne Vermischung der Biomasse (z.B. Tropfkörper) ist eine gewisse Schwankung der Belastung günstig für eine Vergleichmäßigung der Biomasse. Bei Tauchkörperanlagen kann zum Ausgleich mit Fließumkehr gearbeitet werden. Aus den Erfahrungen mit Pilotanlagen empfehlen z.B. Boller und Gujer (1986), bei saisonalen Belastungsschwankungen keine Nitrifikationstropfkörper einzusetzen. Messwerte für die Schwankungsbreite der Nitrifikationsleistung sind in Tabelle 2 angegeben.

Tabelle 2: Typischer Schwankungsbereich der Nitrifikationsleistung in verschiedenen Systemen.

Verfahren	Verhältnis maximale/mittlere Nitrifikationsrate	T	Quelle
1-stufige Belebung	~ 3 - 7		theoretisch berechenbar
Biofilter nach biol. Reinigung	2 – 5	16 – 18 °C	Barjenbruch <i>et al.</i> (2000)
Biofilter zur Nitrifikation	1,6 – 3,1	7 – 20 °C	Nikolavcic <i>et al.</i> (2002)
Biofilter zur Nitrifikation*	1,3	10 – 20°C	Rogalla <i>et al.</i> (1992)

\* Anm. Die Anlage wurde häufig an der Belastungsgrenze betrieben.

## 2.4 Schlammproduktion

Durch den Abbau organischer Stoffe, die Anlagerung von Partikeln und die Bildung von nitrifizierender Biomasse wird Schlamm im Reaktor akkumuliert. Durch die „Spülkraft“ des aufsteigenden Luftstromes (belüftetes Festbett), des abfließenden Wassers (Tropfkörper, Tauchkörper) oder durch die Reibung der Körner aneinander (Wirbelbett, Biofilter) wird der gebildete Schlamm auch

wieder abgelöst. Der abgelöste Schlamm (Überschussschlamm) wird kontinuierlich mit dem Abwasser aus dem Reaktor ausgetragen und muss in einer Nachklärung abgesetzt werden. Der Schlammanfall hängt von der Abwasserfracht und -zusammensetzung, dem Stabilisierungsgrad des Schlammes („Schlammalter“) und der Temperatur ab. Häufig wird angenommen, dass der Schlammanfall etwa jenem von Belebungsanlagen gleicher Reinigungsleistung entspricht.

Bei Biofiltern sind keine Nachklärbecken erforderlich, es werden wie bei anderen Raumfiltern periodische Spülungen durchgeführt, dazu muss der Filter außer Betrieb genommen werden. Bei Biofiltern als biologische Hauptstufe betragen die Spülintervalle etwa einen Tag, die mittlere Aufenthaltszeit der Feststoffe im Filter ist etwa nur halb so lange. Dies ist ein wesentlicher Unterschied zum Belebungsverfahren, wo die Feststoffe im Mittel ein Schlammalter lang in der Anlage verbleiben und dadurch besser hydrolysiert werden.

In der Literatur sind verschiedene Angaben über den Schlammanfall zu finden, eine Auswahl ist Tabelle 3 zu entnehmen. Der Primärschlamm und der Fällschlamm sind hinzuzurechnen.

Tabelle 3: Überschussschlammproduktion bei Biofilmanlagen.

Verfahren	Schlammproduktion als TS	Quelle
1-stufige Tropf- und Tauchkörper	0,75 kg/kg $\eta$ BSB <sub>5</sub>	ATV-DVWK A 281 (2001)
Biofilter	0,38 kg/kg $\eta$ CSB	Kleiber <i>et al.</i> (1994)
	0,4 kg/ kg $\eta$ CSB 1 kg/kg $\eta$ BSB	Rogalla <i>et al.</i> (1992)
	0,4 – 0,6 kg/ kg $\eta$ CSB	Sieker und Hegemann (1997)
	0,4 – 0,8 kg/ kg $\eta$ CSB	Arnold und Wilderer (2000)
	0,6 – 0,8 kg/kg $\eta$ CSB	Nikolavcic (2002)
Belüftetes Festbett	0,01*–0,5 kg/kg $\eta$ BSB <sub>5</sub>	Schlegel (2000)

\* .. Anm.: Dieser Wert liegt deutlich unter dem, was selbst bei biologisch stabilisiertem Schlamm (z.B. nach einer Faulung) zu erwarten ist. Es ist anzunehmen, dass ein erheblicher Teil des Überschussschlammes als abtreibende Schwebstoffe nicht miterfasst wurde.

## **3 Tropfkörper**

### **3.1 Allgemein**

Tropf- und Tauchkörper werden seit Jahrzehnten zur Reinigung von häuslichem und industriellem Abwasser verwendet. Die Verfahren sind einfach in der Handhabung und haben sich lange Zeit bewährt. Neben der Anwendung als einstufiges Verfahren zur Kohlenstoffentfernung und Nitrifikation können Tropfkörper auch in zweistufigen Anlagen zur Anwendung kommen. Über die Anwendung als Denitrifikationsstufe gibt es Erfahrungen von Dorias (1996), die auch im neuen Arbeitsblatt A 281 Eingang gefunden haben.

Für eine gesicherte Leistungsfähigkeit von Tropfkörpern ist es wichtig, dass

- das Füllmaterial einwandfrei beschaffen und eingebaut ist,
- das Abwasser gleichmäßig über die Oberfläche verteilt wird und die Füllkörper gleichmäßig und vollständig benetzt sind,
- das Material in vertikaler Richtung ausreichend durchgängig ist und die hydraulische Beschickung ausreicht um den Schlamm auszutragen,
- der Luftzug gesichert ist, aber einer starken Auskühlung im Winter entgegengewirkt werden kann (verschließbare Lufteintrittsöffnungen, geschlossenen Bauweise).

### **3.2 Tropfkörper im einstufigen Betrieb**

Im einstufigen Betrieb dienen Tropfkörper zur Kohlenstoffentfernung und zur Nitrifikation. Die Anwendung ist daher in Österreich auf kleine Anlagen unter 5.000 EW beschränkt, die keine Anforderung an die Stickstoffentfernung haben. Für die Dimensionierung von einstufigen Reaktoren hat sich in den letzten Jahren die Modellvorstellung geändert. Bisher ging man davon aus, dass die Nitrifikation gewährleistet ist, wenn nur die BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung bzw. BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung ausreichend gering ist (ATV A 135, 1983).

Aus der Kinetik von Biofilmen weiß man, dass kein paralleler Abbau von CSB und Nitrifikation im Tropfkörper erfolgt. Bei der Bemessung nach dem neuen

Arbeitsblatt A 281 (ATV-DVWK A 281, 2001) wird der Tropfkörper gedanklich in eine Kohlenstoff abbauende Zone und in eine Nitrifikationszone aufgeteilt. Die Bemessung erfolgt über die BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung für Kohlenstoffabbau und die TKN-Raumbelastung für Nitrifikation. Das erforderliche Gesamtvolumen ergibt sich als Summe der Volumina der beiden Zonen. Zur Feststoffabtrennung ist zusätzlich ein Nachklärbecken oder eine Filtration erforderlich.

Traditionell wurden Tropfkörper mit Gesteins- oder Schlackebrocken der Körnung 40/80 befüllt, die theoretische spezifische Oberfläche des Materials liegt im Bereich von 90 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> und der Hohlraumanteil beträgt etwa 50%. Im Betrieb können 2/3 der Fläche als biologisch aktiv angenommen werden (ATV, 2001). Kunststoffofffüllmaterialien werden mit höheren spezifischen Oberflächen und höherem Hohlraumgehalt angeboten.

Für die Bemessung werden im A 281 der ATV-DVWK folgende Raumbelastungen empfohlen:

$$BSB_5 \leq 0,15 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d}) \text{ bei Füllmaterial mit } 150 \text{ m}^2/\text{m}^3.$$

Die spezifische Oberfläche darf nicht mehr als 150 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> betragen, es können bereits Verstopfungen auftreten. Höhere Oberflächen sind zur Leistungsverbesserung nicht nutzbar.

Die Flächenbeschickung sollte mindestens 0,4 m/h (0,8 m/h bei Kunststofffüllung) betragen.

Die „Spülkraft“ SK bei einem Durchgang des Drehsprengers ist definiert als

$$SK = q_A / (a \cdot n) \quad [\text{mm}]$$

q <sub>A</sub> ..	Oberflächenbeschickung	[mm/min]
a....	Anzahl der Drehsprengerarme	[-]
n...	Drehzahl	[1/min]

Für den Betrieb wird empfohlen, mit SK-Werten im Bereich von 4 - 8 mm zu arbeiten. Je höher der Tropfkörper ist, umso größer muss die Spülkraft sein, um Verstopfungen zu verhindern.

### 3.3 Tropfkörper als zweite Stufe zur Nitrifikation

Für „reine“ Nitrifikationstropfkörper kann Kunststoff-Füllmaterial mit einer spezifischen theoretischen Oberfläche von bis zu  $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$  eingesetzt werden. Für die Bemessung wird im A 281 der ATV-DVWK empfohlen, die Stickstoffinkorporation nicht zu berücksichtigen, als Bemessungswert werden empfohlen:

TKN Raumbelastung  $\leq 0,1 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  bei brockengefüllten TK und

TKN Raumbelastung  $\leq 0,2 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$  bei kunststoffgefüllten TK mit  $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$ .

Zwei Ereignisse können die Nitrifikation im Tropfkörper beeinträchtigen:

- starke biologische Abweidung
- heterotropher Bewuchs

In beiden Fällen ist eine hohe hydraulische Beschickung von Vorteil. Das Schlammalter im Tropfkörper kann durch Fraß von Abweideorganismen stark reduziert werden. Eine hohe hydraulische Oberflächenbeschickung ist wirksam um die Benetzung zu optimieren und hohe Scherwirkung auf den biologischen Rasen auszuüben, um die Besiedlung mit Abweidern zu kontrollieren.

Bei heterotrophem Bewuchs – z.B. infolge Schlammabtriebs aus der ersten Stufe – akkumuliert Schlamm im Reaktor. Eine hohe hydraulische Beschickung sorgt dafür, dass der heterotrophe Schlamm auch wieder aus dem Tropfkörper ausgewaschen wird ohne die Nitrifikation nachhaltig zu verlieren.

Boller und Gujer (1985) empfehlen für Pilotanlagen eine hydraulische Beschickung von  $3 \text{ m}/\text{h}$  für ein Material mit  $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$  um die Abweidung zu kontrollieren. Für Großanlagen kann eine geringere Oberflächenbeschickung ausreichen. Hanner *et al.* (2002) betrieben nitrifizierende Tropfkörper mit hohen Nitrifikationsraten bei  $2,35 \text{ m}/\text{h}$  und Werten für die Spülkraft SK von 11-22 mm. Die Nitrifikations-Tropfkörper auf der Kläranlage Rya in Schweden wurden auf eine Oberflächenbeschickung von  $9 \text{ m}/\text{h}$  dimensioniert. Häufig ist eine Rezirkulation von Ablauf erforderlich um eine ausreichende hydraulische Oberflächenbeschickung und gleichmäßige Biomassenverteilung zu erreichen.

Im Allgemeinen – bei Einhalten geringer  $\text{NH}_4$ -Ablaufkonzentrationen - ist die Umsatzrate (das Wachstum der Nitrifikanten) bei Nitrifikationstropfkörpern im Zulaufbereich meist Sauerstoff-limitiert und im Auslaufbereich Ammonium-

limitiert. Zum Erreichen hoher Umsatzraten können zwei Filter in Serie betrieben werden, wobei die erste und zweite Position regelmäßig gewechselt werden.

Auch bei geringen Einträgen von organischen Inhaltsstoffen kommt es zu einer gewissen heterotrophen Aktivität, die die maximale Nitrifikationsleistung beeinträchtigt. Im Zulauf zum Nitrifikationstropfkörper soll die BSB<sub>5</sub>-Konzentration 40 – 50 mg/L nicht überschreiten, auch die Schwebstoffkonzentration soll gering sein (40 - 70 mg/L). In Tabelle 4 sind die wesentlichen Bemessungsgrößen angeführt.

Tabelle 4: Bemessungshinweise für Nitrifikations-Tropfkörper

Parameter	
BSB <sub>5</sub> im Zulauf	< 30 mg/L
SS im Zulauf	< 30 mg/L
qA Oberflächenbeschickung	> 1 – 2 m/h
Rezirkulation	> 100%
Höhe des Tropfkörpers	> 3m
BSB <sub>5</sub> -Raumbelastung	< 0.2 kg/(m <sup>3</sup> .d)
NH <sub>4</sub> -N-Raumbelastung	20 – 30 mg/(m <sup>2</sup> .h)

## 4 Tauchkörper

### 4.1 Allgemein

Tauchkörper bestehen aus Walzen oder Scheiben, die auf einer Welle befestigt und zur Hälfte ins Abwasser getaucht sind. Die Welle wird gedreht wodurch der Schlamm abwechselnd durch Abwasser und durch Luft bewegt wird. Beim Eintauchen ins bzw. beim Auftauchen aus dem Wasser kommt es zu einer mechanischen Beanspruchung des Biofilms, und ggf. zur Ablösung eines Teils des Biofilms. Das Abwasser fließt durch die Tauchkörperwanne und wird dabei gereinigt.

Tauchkörper können zur Kohlenstoffentfernung und zur Nitrifikation eingesetzt werden. Die gezielte Anwendung von Tauchkörpern zur Denitrifikation wurde untersucht (Günder, 2000). Die Bemessung nach ATV-DVWK A 128 erfolgt analog zur Bemessung der Tropfkörper, jedoch nicht über die Raumbelastung sondern über die Flächenbelastung. Für Scheibentauchkörper wird die biologisch aktive Oberfläche der Scheibenoberfläche gleichgesetzt, für andere Rotationstauchkörper wird angenommen, dass die wirksame Oberfläche unter Betriebsbedingungen geringer ist und nur 70% des theoretischen Wertes beträgt.

Um ein Durchschlagen von Belastungsstößen zu vermeiden, sollte ein Wannenvolumen von etwa 4 L pro m<sup>2</sup> theoretische Oberfläche nicht unterschritten werden. Für die Bemessung sind die Anzahl der Kaskaden, die spezifische Oberfläche und der Mindestabstand der Scheiben festzulegen.

## 4.2 Tauchkörper im einstufigen Betrieb

Einstufige Tauchkörper sind zur Kohlenstoffentfernung und Nitrifikation geeignet. Wird gereinigtes Abwasser in den Zulauf rezirkuliert, so kann eine gewisse Denitrifikation im Vorklärbecken und im Zulaufbereich des Tauchkörpers erfolgen. Die Anwendung für einstufige Tauchkörper ist jedoch auf Anlagen ohne Stickstoffentfernung (< 5.000 EW) begrenzt.

Die Dimensionierung für Tauchkörper erfolgt – analog zu den Tropfkörpern – nach dem Arbeitsblatt A 281 der ATV-DVWK. Als Bemessungswerte für die Oberflächen-bezogene Belastung werden für Scheibentauchkörper folgende Werte angegeben (Für Walzen-Tauchkörper gelten dieselben Werte mit einer 30-%-igen Abminderung):

- 3-stufige Kaskade       $B_{A,BSB5} \leq 8 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  und  $B_{A,TKN} \leq 1,6 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$
- 4-stufige Kaskade       $B_{A,BSB5} \leq 10 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  und  $B_{A,TKN} \leq 2 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$

Es ergibt sich eine erforderliche Oberfläche von 9 – 11 m<sup>2</sup> je Einwohnerwert. Diese erforderliche Gesamt-Oberfläche weicht unwesentlich von jener nach dem alten A 135 ab. Nowak *et al.* (1998) stellten fest, dass auch bei Anlagen, die nach A 135 bemessen wurden, die Anforderungen der 1.AEV für kommunales Abwasser hinsichtlich Nitrifikation nicht eingehalten wurden und empfehlen eine Oberfläche von **16 m<sup>2</sup> je Einwohnerwert** anzuwenden.

Im Betrieb von Tauchkörperanlagen kann es zu einer in Fließrichtung fortschreitenden Verschlämmung kommen. Grundvoraussetzung für den Betrieb von Tauchkörpern ist, dass der sich bildende Überschussschlamm das System möglichst unbehindert und unmittelbar verlassen kann. Für Anlagen mit Walzen/Kaskaden für Kohlenstoffabbau ziehen Schleypen *et al.* (2000) den Schluss, dass ein Betrieb mit maximal 2 Kaskaden günstiger ist als mit mehr Kaskaden, bei denen die Flächenbelastung und somit die Gefahr der Verschlämmung in der ersten Kaskade extrem hoch wäre.

Schleypen *et al.* (2000) geben Gestaltungshinweise für Tauchkörperanlagen, die vermutlich eine deutliche Erhöhung der Betriebssicherheit bewirken:

- Für Bemessung und Konstruktion von C-Walzen/Kaskaden sollte eine möglichst niedrige spezifische Belastung der ersten Walze/Kaskade angestrebt werden, z.B. durch Verminderung der Kaskadenzahl durch parallele Anordnung.
- Die Tauchkörperwalzen sollen von beiden Seiten für eine Spüleinrichtung zugänglich sein.
- Bei allen Tauchkörperanlagen, die zusätzlich zur Kohlenstoffelimination auch zur Nitrifikation ausgelegt werden, sollte zwischen den C- und den N-Walzen in jedem Fall eine Zwischenklärung eingerichtet werden, damit der Überschussschlamm aus der C-Stufe aus dem Prozess entfernt wird.

### 4.3 Tauchkörper im zweistufigen Betrieb

Erfolgt eine Feststoffabtrennung zwischen den C-abbauenden Tauchkörpern und den Nitrifikations-Tauchkörpern, so handelt es sich um eine zweistufige Anlage. Durch die geringere Belastung des Tauchkörpers mit Feststoffen wird die Nitrifikationsleistung gegenüber einstufigem Betrieb verbessert.

Nowak *et al.* (1998) empfehlen Bemessungswerte für die Flächenbelastung von  $1 \text{ g N/m}^2 \cdot \text{d}$  bei  $10^\circ\text{C}$  und  $1,2 \text{ g N/m}^2 \cdot \text{d}$  bei  $12^\circ\text{C}$ . Daraus ergibt sich eine erforderliche Bewuchsfläche von  $8 - 10 \text{ m}^2$  je Einwohnerwert.

Bei Tauchkörpern, die mit geringen  $\text{NH}_4$ -Ablaufwerten betrieben werden, ist der Zuwachs von Nitrifikanten im Ablaufbereich gering. Um bei Spitzenbelastungen

im gesamten Reaktor (auch auf der letzten Walze) eine ausreichende Umsatzleistung zu erreichen, kann eine regelmäßige Umkehr der Fließrichtung im Tauchkörper etwa alle 1-2 Wochen durchgeführt werden.

Nowak (2000) errechnete bei Untersuchungen an nachgeschalteten Tauchkörpern zur Nitrifikation, bei denen nach der Stufe zur Kohlenstoffentfernung auch eine Feststoffabtrennung erfolgte, auch bei geringen Sauerstoffgehalten (in der Wanne) wie z.B. 3 mg DO/L maximale Nitrifikationsumsätze von 0,5 – 1,1 g N/(m<sup>2</sup>.d).

## **5 Biofilter**

### **5.1 Allgemein**

In Österreich spielt das Verfahren der Biofiltration zur Reinigung kommunaler Abwässer eine untergeordnete Rolle. In anderen Ländern (Dänemark, Deutschland, Frankreich, Norwegen) wurden Großanlagen für bis zu ca. 1 Mio. EW ausgeführt. In den meisten Fällen wird die Biofiltration als Nachreinigungsstufe betrieben, vermehrt kommen auch biologische Hauptstufen zum Einsatz.

Im ATV-Handbuch werden unter Anderem folgende Bewertungskriterien für die Anwendung von Biofilter-Verfahren angegeben (ATV, 1997):

- Geringer Flächenbedarf, daher günstig bei beengten Platzverhältnissen oder hohen Grundstückspreisen, Standorten mit schwierigen Baugrundverhältnissen und somit aufwendiger Gründung.
- Kompakte Anlagen, günstig bei emissionssensiblen Standorten mit hohen Anforderungen (Geruch, Lärm, Hygiene etc.).
- Keine Nachklärung erforderlich, daher keine Gefährdung der Reinigungsleistung durch Blähschlamm.
- Höhere Sauerstoffgehalte als z.B. beim Belebungsverfahren, daher höherer Energiebedarf.

- Mechanische Vorreinigung erforderlich, daher ungünstige Verschiebung des N/CSB-Verhältnisses für die Stickstoffentfernung.
- Hoher Anteil maschineller Ausrüstung, daher geringere Abschreibdauer.
- Bei erforderlicher und/oder vorhandener Filterstufe günstig als Ergänzung der vorhandenen Verfahrenstechnik.

Die Vorteile der Biofilter liegen ganz eindeutig beim geringen Platzbedarf. Beim Ausbau von Belebungsanlagen haben Biofilter den Nachteil, dass bestehende Bausubstanz nur sehr beschränkt weiter verwendet werden kann. Vorhandene Becken können allenfalls als Spülwasser- oder Schlammwasserbecken eingesetzt werden. Der Energiebedarf und die Betriebskosten liegen fast immer über jenem einer konventionellen Anlage, insbesondere erzeugen die Filterspülungen hohe Energiebedarfsspitzen (Hofer, 1994).

Ein weiterer Nachteil liegt auch darin, dass das Know-how immer noch vor allem bei den Anbietern liegt und es kein allgemein gültiges Regelwerk zur Bemessung dieser Anlagen gibt. Insbesondere sind Variantenvergleiche dadurch erschwert.

Die Biofiltration kommt für CSB-Entfernung, für Nitrifikation und für Denitrifikation zur Anwendung. Der biologische Abbau und der Feststoffrückhalt erfolgen gleichzeitig in einem Reaktor. Der Überschussschlamm muss immer wieder durch Spülung aus dem Filter entfernt werden. Um die Laufzeiten zwischen den Spülungen hoch zu halten ist man bemüht den Feststoffgehalt im Zulauf zur Filtration gering zu halten (Vorklärung, Vorfällung). Im Zulauf zu Biofiltern sollte der Feststoffgehalt von 50 – 70 mg/L nicht wesentlich überschritten werden. Bei der Anwendung als biologische Hauptstufe ist daher grundsätzlich eine Vorklärung des Rohabwassers erforderlich. Dies bedingt ein Vorklärbecken mit mehr als 1,5 Stunden Aufenthaltszeit.

Der Vorteil der Filter liegt vor allem in den hohen Raumumsatzraten, also darin dass der Platzbedarf für die Abwasserreinigung geringer ist, als bei konventionellen Verfahren. Wegen der viel geringeren Reaktorvolumina ist der Einfluss der Belastungsschwankungen viel stärker ausgeprägt, dies muss in der Auslegung berücksichtigt werden.

Für die Auslegung von Biofiltern zur Abwasserreinigung gibt es noch keine allgemein gültige Bemessungsrichtlinie und in der Literatur sind noch nicht viele gut ausgewertete Betriebsergebnisse von Großanlagen zu finden, daher spielen Erfahrungswerte von Herstellerfirmen immer noch eine große Rolle. Um die Hauptabmessungen (Volumen, Höhe) zu bestimmen sind die Raumumsatzleistung und die Filtergeschwindigkeit die wesentlichen Parameter.

Um die geforderten Umsatzraten zu erreichen, ist es besonders wichtig, dass die Einbringung des Abwassers ebenso wie die Luftzufuhr über den Querschnitt des Filters gleichmäßig erfolgt. Die Quervermischung des Abwassers und der Luft im Reaktor ist gering, sodass bei ungleichmäßiger Verteilung ein Teil des Volumens (also ein Teil der Biomasse) nicht genutzt wird. Die Verteilung der Luft und des Abwassers beschränkt die Querschnittsfläche der Reaktoren (derzeit ca. max. 150 m<sup>2</sup>).

Es sind nur wenige Betriebsergebnisse großtechnischer Anlagen veröffentlicht. Betriebswerte wurden zum Beispiel in Barjenbruch (1997), Tränckner (1999), Sagberg et al. (1998) und Gassen (2000) veröffentlicht.

## **5.2 Nitrifikation im Biofilter**

Die Nitrifikation ist von vielen Umweltparametern beeinflusst, wie z.B. Sauerstoffkonzentration, Stickstoffkonzentration, Turbulenz, Temperatur und Vorbelastung. Diese Parameter können zum Teil nicht unabhängig voneinander untersucht werden. Übersteigt die Stickstoff-Belastung die aktuelle Nitrifikationsleistung, so steigt die NH<sub>4</sub>-N-Konzentration im Ablauf unmittelbar an und es kommt auch zu erhöhten Werten für Nitrit.

Aus dem Abbauverhalten von Biofilmen ist bekannt, dass ein simultaner Abbau von organischen Stoffen und Ammonium nur beschränkt möglich ist. Ist der CSB-Gehalt im Zulauf zum Nitrifikationsfilter nicht zu vernachlässigen, so kann eine Zonierung im Reaktor in einen eher CSB-abbauenden Teil und einen nitrifizierenden Reaktorteil erkannt werden. Je nach Schwankung der Belastung und im Laufe des Spülzyklus ändern sich die Grenzen zwischen diesen Zonen. Nach Boller et al. (1998) nimmt die Nitrifikationsleistung bei Raumbelastungen > 3 kg CSB/(m<sup>3</sup>.d) gegenüber Verhältnissen ohne markante organische Belastung deutlich ab.

Nitrifikationsbiofilter werden in der Regel bei hohen Sauerstoffgehalten (4 – 7 mg/L) betrieben. Bei Biofiltern können die optimalen Betriebsparameter (Filtergeschwindigkeit, Luftdurchsatz) und die erreichbaren Umsatzraten von System zu System sehr unterschiedlich sein und sind im vollen Umfang oft nur dem Hersteller 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<sub>4</sub>-N/m<sup>3</sup>/d ausgegangen werden. Diese Werte stammen von Anlagen die längerfristig mit mittleren Belastungen zwischen 0,3 und 0,7 kg NH<sub>4</sub>-N/m<sup>3</sup>/d betrieben wurden (ATV, 1997). Je nach Anwendung können sich entsprechende Abweichungen ergeben.

### **5.3 Stickstoffentfernung mit Biofiltern**

Für die Denitrifikation in Biofiltern, fehlt vielfach abwasserbürtiges Substrat. Einerseits wird wegen der erforderlichen Vorklärung bzw. Vorfällung nicht die gesamte organische Schmutzfracht in die Denitrifikationsstufe eingebracht, andererseits ist die Hydrolyse in Biofilterreaktoren gering. Um die geringe Denitrifikationskapazität auszugleichen werden externe CSB-Quellen (meist Methanol) eingesetzt. Bei nachgeschalteten Denitrifikationfiltern sind externe CSB-Quellen unverzichtbar.

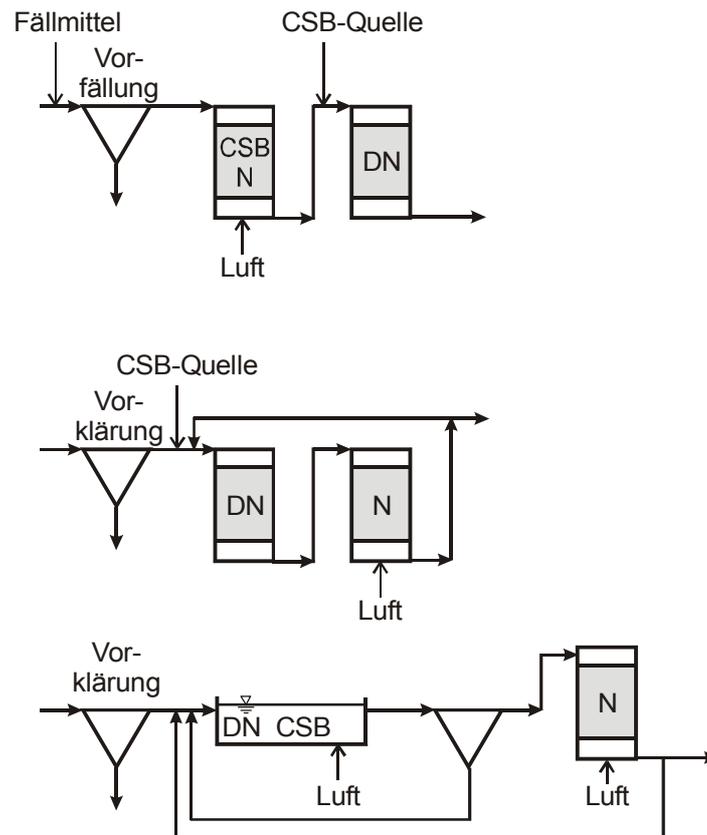


Abbildung 2: Verfahrensführung für den Einsatz der Biofiltration zur Nitrifikation als biologische Hauptstufe

Bei Pilotuntersuchungen zur zweistufigen Biofiltration (Kapitel 8.4) war der CSB-Abbau in der Denitrifikationsstufe unzureichend, sodass auch in der Nitrifikationsstufe ein erheblicher Kohlenstoffabbau stattgefunden hat. Der Einfluss der Kohlenstoffbelastung auf die Nitrifikationsleistung ist in Nikolavcic *et al.* (2002) beschrieben.

Der Ablauf der Nitrifikationsstufe ist in der Regel mit Sauerstoff gesättigt. Mit der Rezirkulation wird dadurch viel Sauerstoff in die Denitrifikationszone eingetragen, wodurch das Denitrifikationspotenzial zusätzlich verringert wird. Der Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung ist bei zweistufigen Biofiltern ohne externe CSB-Quellen auf 40 – 60 % beschränkt.

Sind höhere Wirkungsgrade der Stickstoffentfernung gefordert bzw. bei geringen Zulaufkonzentrationen durch erheblichen Fremdwasseranteil ist eine nachgeschaltete Denitrifikation mit externen CSB-Quellen sinnvoll.

## 6 Anlagen mit getauchten Festbetten

Anlagen mit getauchten Festbetten bestehen aus einem oder mehreren Becken, in denen unter der Wasseroberfläche Aufwuchskörper installiert sind, etwa wie vollständig eingestaute Tropfkörper mit Druckbelüftung. Es werden Aufwuchskörper verwendet, die große freie Querschnitte und einen großen Hohlraumanteil aufweisen, damit nur ein geringer hydraulischer Widerstand (horizontale Durchgängigkeit) wirkt und die Luftblasen das Festbett gut durchdringen können (gute vertikale Durchgängigkeit). Aus Sicht der Durchgängigkeit scheinen Materialien mit Gitterstruktur am besten geeignet zu sein.

Die Belüftung dient einerseits zum aeroben Abbau der Abwasserinhaltsstoffe und andererseits zur Biofilm“kontrolle“, also um dem Überschussschlamm abzuspülen.. Festbetten mit hohen spezifischen Oberflächen können u. U. eine zusätzliche hydraulische Rückspülung erforderlich machen, dies ist der Übergangsbereich zu den Biofiltern. Für Festbettreaktoren ohne Rückspülung wird empfohlen, für Kohlenstoffentfernung Material mit einer spezifischen Oberfläche von maximal  $150\text{m}^2/\text{m}^3$  zu verwenden, und für Nitrifikationsstufen nach Kohlenstoffentfernung mit einer spezifischen Oberfläche von maximal  $200\text{m}^2/\text{m}^3$ . Denitrifikation ist nur vorgeschaltet oder nachgeschaltet möglich. In Denitrifikationszonen fällt die Spülwirkung der Belüftung weg, eine getrennte Umwälzung ist erforderlich. Die spezifische Oberfläche des Aufwuchsmaterials soll in Denitrifikationszonen  $100\text{m}^2/\text{m}^3$  nicht überschreiten (ATV, 1996).

Da der CSB-Abbau und die Nitrifikation entlang des Fließweges stattfinden, ist es sinnvoll Festbetten – ähnlich wie Tauchkörper - in Form von Kaskaden auszubilden. Die Phosphorentfernung ist nur vorgeschaltet oder nachgeschaltet möglich.

Die Bemessung der Anlagen erfolgt ähnlich wie bei Tauchkörpern nach der Flächenbelastung. Die erforderliche Oberfläche beträgt

$$A_{\text{Festbett}} = \text{Bemessungsfracht } B_d / \text{zulässige Flächenbelastung } B_A$$

Schlegel (2000) schlägt folgende Bemessungswerte vor:

für die Kohlenstoffelimination  $B_A = 12\text{ g}/(\text{m}^2.\text{d})$

für die Nitrifikation  $B_A = 2\text{ g}/(\text{m}^2.\text{d})$

Da gegenüber den Tauchkörpern jedoch kein wesentlicher Unterschied in Hinblick auf geringere Verschlammungsgefahr oder bessere Sauerstoffversorgung ersichtlich ist, wird empfohlen, dennoch die Bemessungswerte die von Nowak *et al.* (1998) für Tauchkörper und Festbettreaktoren angegeben werden, zu übernehmen.

Für Nitrifikation nach Abbau der Kohlenstoffverbindungen wird im ATV Arbeitsbericht (ATV, 1996) empfohlen, den Wert von 1 – 1,5 g TKN/(m<sup>2</sup>.d) nicht zu überschreiten.

Für die Auslegung der Belüftung empfiehlt die ATV, die erforderliche Sauerstoffzufuhr in Anlehnung an das A 131 durchzuführen. Dabei sollte ein hoher Wert für OVC (1,6 kg O<sub>2</sub>/kg BSB<sub>5</sub>) gewählt werden und mittlere Werte für die Stoßfaktoren ( $f_C = 1,2$  und  $f_N = 2$ ). Ein Betriebssauerstoffgehalt  $f_X$  von 4 mg/L wird als sinnvoll erachtet. Schlegel (2000) erachtet den Bemessungswert von 2 mg/L als sinnvoll, und stellt fest, dass sich in der Realität im Festbett in den hinteren Kaskaden deutlich höhere Sauerstoffgehalte einstellen.

Der Schlammgehalt in der flüssigen Phase ist im Vergleich zu Belebungsanlagen sehr gering, dies kann sich günstig auf den Sauerstoffeintrag auswirken. Von der ATV wird empfohlen, den  $\alpha$ -Wert nicht höher als 0,8 anzusetzen (ATV, 1996). Für die Spülwirkung wird eine Luftbeaufschlagung von 5 – 20 Nm<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.h) empfohlen, es ist in der Regel die Spülwirkung maßgebend für die Belüftung, und nicht der Sauerstoffbedarf beim Abbau.

Um eine gleichmäßige Verteilung des Abwassers zu erreichen, sollten in den vollflächig mit Festbettpackungen ausgerüsteten Reaktoren ggf. aber entsprechende Räume frei von Festbettelementen bleiben. Schlegel (2000) empfiehlt eine Walzenströmung zu bevorzugen, indem auf einer Seite ein Bereich von frei von Festbettkörpern bleibt.

Festbettanlagen neigen zur Schaumentwicklung. Je näher sich die Wasseroberfläche über dem Festbett befindet umso intensiver bilden sich diese Schäume aus. Es wird daher empfohlen den Wasserspiegel mindestens 20 cm über dem Festbett einzustellen (ATV, 1996).

Die Festbettkörper sind gegen Verschieben zu sichern, bei Materialien mit geringem Gewicht müssen sie beschwert werden. Im Betrieb befindet sich auf

dem Material der Biofilmschlamm, bei Verstopfungen eine entsprechend große Menge. Bei Verstopfungen kann – ähnlich wie bei Tauchkörpern - eine manuelle Reinigung erforderlich werden. Beim Entleeren des Beckens fällt der Auftrieb weg, die Tragfähigkeit des Materials und der Befestigungen muss ausreichend sein um auch das Gewicht des Schlammes abzuleiten. Anlagen mit getauchten Festbetten werden vor allem für kleine Anlagen und Kleinkläranlagen eingesetzt.

## 7 Wirbelbettverfahren

Wirbelbettverfahren sind ähnlich wie Belebungsanlagen aufgebaut, nur werden den Bakterien Aufwuchsflächen in Form von frei schwebenden Trägerkörpern zur Verfügung gestellt. Dieses Verfahren nimmt gewissermaßen eine Mittelstellung zwischen Belebungsanlagen und Anlagen mit starrem Aufwuchsmaterial ein. Das schwebende Trägermaterial wird durch Siebe daran gehindert den Reaktor zu verlassen. Das Nachklärbecken hat nur die Aufgabe den abgelösten Biofilm und nicht am Trägermaterial angelagertes partikuläre Stoffe abzutrennen.

Durch die Mobilität des Trägermaterials zeigen diese Anlagen ein, einer Belebungs ähnliches Verhalten, die für Biofilmverfahren typische Diffusionslimitierungen sind auch hier zu berücksichtigen.

Ødegaard *et al.* (1994) haben Versuche mit Nitrifikation im einstufigen Wirbelbettverfahren durchgeführt, wobei Trägermaterial mit definierter Oberfläche zur Anwendung gelangte. Dabei fanden sie einen starken Zusammenhang zwischen der (flächenbezogenen) Ammonium-Umsatzleistung und dem Gehalt an gelöstem Sauerstoff im Reaktor. Es musste ein Sauerstoffgehalt von 2 – 3 mg/L überschritten werden, um Nitrifikation zu erzielen.

Da nur der Überschussschlamm und der Fällschlamm im Nachklärbecken sedimentiert werden müssen, sind die zulässigen Oberflächenbeschickungen höher als bei Belebungsanlagen. Es kann mit 1,4 m/h im Trockenwetter bzw. 2,8 m/h bei Regenwetter gerechnet werden.

Bei Ausbauten von Belebungsanlagen kann durch den Einsatz von Wirbelbettverfahren sowohl die biologische als auch die hydraulische Leistung verdoppelt werden. Damit eignet sich das Verfahren besonders für Anlagen, welche die notwendigen Volumina bereits aufweisen. Das heißt Anlagen, mit einem Belebungsbeckenvolumen von größer als 60 L/EW oder einem Schlammalter von 3,5 Tagen oder mehr, und Nachklärbecken, die nicht mehr als 100% überlastet sind. Ist dies der Fall, ist ein Ausbau möglich, ohne dass die Becken erweitert werden müssen (Hofer, 1994).

Ein Nachteil liegt in den hohen Kosten für die Anschaffung der Aufwuchskörper und im erhöhten Energiebedarf für die Umwälzung der Träger in der anoxischen Zone und die höheren Sauerstoffgehalte in der Nitrifikationszone. Zudem ist das Know-how auf wenige Anbieter beschränkt.

Für industrielle Abwässer die zur Bläschlamm Bildung führen, finden Wirbelbetten häufig als Vorreinigungsstufe Anwendung. Damit werden schnell abbaubare Abwasserinhaltsstoffe entfernt und die Gefahr der Bläschlamm Bildung in der nachfolgenden Belebungsanlage sinkt (Steube *et al.*, 1999).

## **8 Verfahrenskonzepte zur Stickstoffentfernung**

### **8.1 Allgemein**

Bei der Verfahrenswahl spielt die lokale Situation eine ganz entscheidende Rolle: Eigenschaften des Abwassers (Temperatur, Zusammensetzung, Alkalität, Fremdwasser, Industrie und Gewerbe, Fremdenverkehr, Belastungsschwankungen etc.), Platzangebot, Widmung der angrenzenden Flächen (insb. Wohnen und Freizeit), Boden- und Grundwasserverhältnisse, bestehende Anlagenteile bei Erweiterungsplanungen, Optionen für die Klärschlammverwertung und -entsorgung, Emissions-/Immissionssituation, voraussichtliche Entwicklung der Belastung etc.

Bei der monetären Beurteilung unterschiedlicher Varianten sind die Gesamtkosten (Kapital- und Betriebskosten) für die geplante Nutzungsdauer in Betracht zu ziehen. Dabei sind auch Erfahrungen/Unsicherheiten mit den Verfahren, der Energiebedarf, Instandhaltung und Wartung und die Ausbildung des Personals

von Bedeutung. Auch darf nicht nur die biologische Stufe allein verglichen werden, sondern auch die restliche Infrastruktur, z.B. die Schlammlinie.

Auch für die Kosten der Wartung und Instandhaltung ist es bei neuen Verfahren oft nicht sinnvoll, einen Prozentsatz der Investitionskosten anzusetzen. Hier erscheint es sinnvoll auch technische Details zu erfragen, z.B. wie können kaputte oder verstopfte Biofilterdüsen ausgetauscht werden? Wie lässt sich das Füllmaterial entfernen/austauschen?

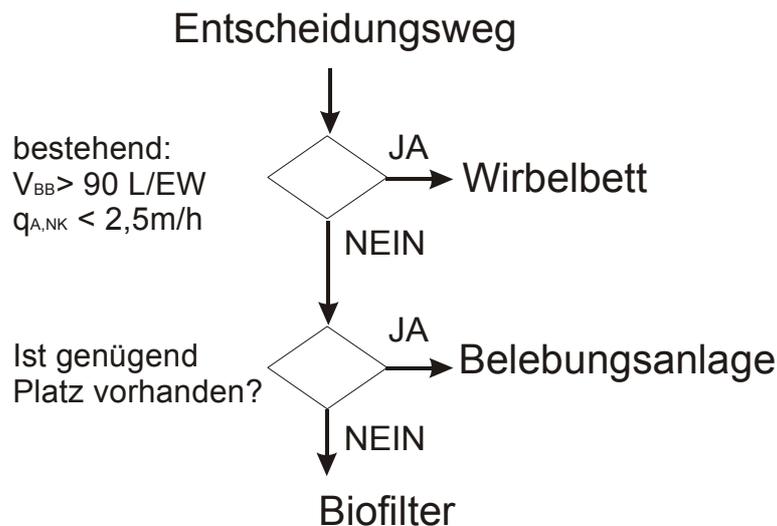


Abbildung 3: Entscheidungsweg beim Ausbau von Belebungsanlagen für Nährstoffentfernung. Nach Hofer (1996), verändert.

Nitrifikation/Denitrifikation erfolgt durch zweistufige biologische Reinigung. Es ist von entscheidender Bedeutung, dass die Reinigungsleistung der ersten Stufe konstant hoch ist, um organische Stoßbelastungen auf die zweite Stufe (Nitrifikation) zu vermeiden. Ein höherer Eintrag von gelöstem CSB oder Schlamm“abtrieb“ aus der ersten Stufe verringern die Nitrifikationsleistung.

Daher ist ein 1-stufiges Verfahren für Nitrifikation/Denitrifikation mit Biofilmsystemen normalerweise nicht möglich. Dies ist auch gleichzeitig einer der Nachteile der Verfahren, es kann **nicht** einfach von Denitrifikation auf Nitrifikation umgeschaltet werden, wenn es die Belastung erfordert, bzw. können freie Kapazitäten in der Nitrifikationszone **nicht** zur Optimierung der Stickstoffentfernung herangezogen werden. Die beiden Stufen Nitrifikation und Denitrifikation sind strikt getrennt. Eine Rückführung des nitrathältigen Ablaufs in die erste Stufe ist zur Denitrifikation erforderlich. Alternativ oder zusätzlich ist eine nachgeschaltete Denitrifikation mit externen CSB-Quellen möglich. Wesentliche Merkmale der einzelnen Verfahren werden zusammenfassend in Tabelle 5 angeführt.

Tabelle 5: Merkmale der Biofilmverfahren

Tropfkörper	Tauchkörper	Biofilter	Get. Festbett	Wirbelbett
Belüftung				
Natürl. Luftzug Ventilation	durch Rotation	Druckbelüftung	Druckbelüftung	Druckbelüftung
Schlammaustrag				
gravimetrisch (Hydraulik und Schwerkraft)	gravimetrisch (Rotation)	Spülung, Reibung der Körner aneinander	„Spülung“ durch Belüftung	Reibung der Füllkörper
Anpassung der Belüftung an den Bedarf				
-	beschränkt (Drehzahl)	beschränkt (meist Zeitprogramm)	beschränkt. Hohe Luftmenge für Schlammaustrag notwendig	beschränkt. Bei einstufigen Anlagen auch simultane N/DN möglich
erforderliches Gesamtvolumen für Nitrifikation und Denitrifikation (inkl. VKB, NKB)				
(nicht empfohlen)	(nicht geeignet)	~ 0,08 m <sup>3</sup> /EW	~ 0,2 m <sup>3</sup> /EW	~ 0,2 m <sup>3</sup> /EW
Bemessungsvorschrift, -empfehlungen				
ATV A 281, Nowak <i>et al.</i> (1998)	ATV A 281, Schleypen <i>et al.</i> (2000), Nowak <i>et al.</i> (1996)	ATV (2000), Barjenbruch und Boll (2000), Nikolavcic (2002)	ATV (1996), Schlegel (2000)	Ødegaard <i>et al.</i> (1994), BUWAL (1999)

## 8.2 Bemessungsgrundsätze

Für konventionelle Belebungsanlagen zur biologischen Abwasserreinigung mit Nährstoffentfernung bestimmt die Forderung nach Nitrifikation und Stickstoffentfernung in der Regel die Festsetzung des erforderlichen Schlammalters.

Auch bei Biofilmverfahren ist die aktive Biomasse im Reaktor ausschlaggebend für die mögliche Reinigungsleistung. Das Schlammalter kann bei Biofilmverfahren nicht ermittelt werden. Entscheidend für das „Schlammalter“ sind die Oberfläche des Biofilms und die Dicke der substratversorgten Biofilmschicht. Anstatt eines Bemessungsschlammalters wird auch heute noch eine – empirisch ermittelte – Raumumsatzleistung oder Flächenumsatzleistung als Bemessungswert für das Reinigungsziel herangezogen.

Wegen der im Allgemeinen geringeren Aufenthaltszeit des Abwassers in den Reaktoren kann eine dämpfende Wirkung auf Spitzenbelastungen meist nicht in Rechnung gestellt werden. Insbesondere für die Nitrifikation erfolgt die Bemessung daher in der Regel für die Spitzenstunde und nicht für eine Tagesfracht.

### 8.3 Belebung - Biofilmtechnik

Erfolgt die Nitrifikation nicht im Belebungsbecken sondern in einer getrennten Verfahrensstufe (Biofilmverfahren), so kann in der Belebungsstufe mit einem geringeren Schlammalter das Auslangen gefunden werden. Jedes System kann seine Stärken beisteuern. Die Entfernung von Schwebstoffen und Kohlenstoffverbindungen, also auch die Denitrifikation und vermehrte biologische Phosphorentfernung, werden in der Belebung durchgeführt, hier fällt auch ein Großteil des Überschussschlammes an. In der Biofilmstufe wird im Wesentlichen nur das Ammonium nitrifiziert und der Rest-CSB entfernt, der Schlammanfall ist gering. In Einzelfällen kann sogar auf eine separate Schlammabtrennung aus der zweiten Stufe verzichtet werden.

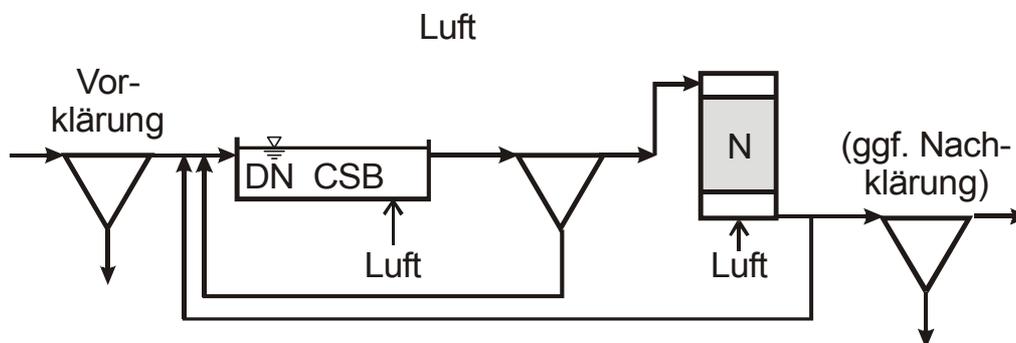


Abbildung 4: Zweistufige Anlage mit Belebung und Biofilmverfahren.

Auf zweistufig ausgeführten Anlagen kann sich diese Verfahrensweise mit nachgeschalteter Nitrifikation mit Biofilmverfahren und internem Wasserkreislauf für die Stickstoffentfernung anbieten. So kann zum Beispiel eine Tropfkörperanlage, die durch eine Belebung erweitert wurde, durch Änderung der Wasserströme in eine Anlage zur Nährstoffentfernung auf einfache Weise umgebaut werden. Auch vorhandene Belebungsanlagen, die hinsichtlich Entfernung der organischen Verschmutzung ausreichend sind, mit denen jedoch nicht ganzjährig Nitrifikation erzielt wird, können bei entsprechender Funktion der Zwischenklärung durch eine Nitrifikationsstufe auf einfache Weise an den Stand der Technik herangeführt werden.

Die Reinigungsleistung der ersten Stufe hinsichtlich Entfernung der Kohlenstoffverbindungen (incl. der Schlammabtrennung) ist daher von wesentlicher Bedeutung für die Anwendung und Leistungsfähigkeit der Verfahrenskombination Hochlastbelebung zur CSB-Entfernung – Biofilmtechnik zur Nitrifikation. Die hydraulische Bufferwirkung kann in den meisten Biofilmverfahren praktisch vernachlässigt werden kann. Dies hat zur Folge, dass die zweite Stufe unmittelbar erhöhte  $\text{NH}_4$ -Ablaufwerte anzeigt, sobald in der Tagesspitze die Nitrifikationsleistung überschritten wurde. Für die Auslegung einer ersten Stufe bedeutet dies, dass tendenziell die erste Stufe etwas „sicherer“ dimensioniert werden sollte, weil die ausgleichende Wirkung auf die Ablaufkonzentrationen, wie man sie von 1-stufigen Belebungsanlagen kennt, nicht auftritt.

Es ist von hoher Bedeutung, dass die erste Stufe entweder anoxisch oder aerob betrieben wird, dass anaerobe Zustände jedoch vermieden werden um Blähschlamm zu vermeiden. Für die Belüftung in der ersten Stufe muss berücksichtigt werden, dass eine permanente Beimischung des Belebtschlammes mit nitrifizierenden Schwebstoffen erfolgt, und daher Nitrifikation in der ersten Stufe nicht ausgeschlossen werden darf. Da die Belüftung auch für Außerbetriebnahme und Wartung ausreichend sein muss, ist in der Regel auch eine gewisse Nitrifikation abgedeckt.

Da die Nachklärbecken in der Regel für die Mischwassermenge ausgelegt sind, bestehen in Trockenwetterzeiten freie „Kapazitäten“ für eine Rezirkulation von nitrifiziertem Ablauf. Im Mischwasserfall muss die Rezirkulation reduziert werden. Der Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung für Anlagen ohne Vorklärung ist nur durch die Rezirkulation beschränkt, bei Anlagen mit hohem

Wirkungsgrad der Vorklärung kann die Denitrifikationskapazität die Stickstoffentfernung begrenzen. Bei einem mittleren Rezirkulationsverhältnis von 200 % ist ein Wirkungsgrad von 70 - 80 % zu erwarten.

Veröffentlichte Betriebsergebnisse für solche Anlagen, bei denen Tropfkörper für die Nitrifikation eingesetzt werden, gibt es für die Kläranlagen Ingolstadt und Kempten (Schreff und Steinle, 2000) und von der Kläranlagen Sjölanda/Schweden (Hanner *et al.*, 2002). Vorstudien und Auslegungswerte findet man auch für die Kläranlage Rya/Schweden (Lyngå und Balmér 1992, Balmér, 1998), auch auf der Kläranlage der Stadt Karlsruhe wurden gute Erfahrungen mit diesem Verfahren gemacht.

Bei diesen Anlagen beträgt das Schlammalter in der ersten Stufe 3 – 4 Tage, Schlammindizes sind im Bereich 60-90 mL/g. (Schreff und Steinle, 2000). Ein Teil des Belebungsbeckens muss aerob betrieben werden.

Bei eigenen Untersuchungen wurde eine Belebungsanlage mit 1 -2 Tagen Schlammalter betrieben, wobei sich ein guter Schlammindex von 80 – 100 mL/g einstellte. Bei ungenügender Belüftung in der Belebungsstufe (anaerobe Zustände) kam es zur Ausbildung von Blähschlamm, der unbedingt vermieden werden muss. Die Nitrifikation erfolgte in einem belüfteten Biofilter. Es hat sich gezeigt, dass der CSB-Abbau und der Schwebstoffrückhalt im Biofilter beschränkt waren. Niedrige Ablaufkonzentrationen für Schwebstoffe (< 20 mg/L) und für CSB (< 40 – 50 mg/L) wurden erreicht, wenn der Ablauf der Zwischenklärung bereits ein gute Qualität aufwies ( $\leq 50$  mg SS/L,  $\leq 60 - 70$  mg CSB/L). Bei Schlammabtrieb aus der Zwischenklärung ist auch der Biofilter überfordert.

#### **8.4 Zweistufige Biofilmanlagen**

Im Neubau kommen auch Anlagen mit Biofilmverfahren in beiden Stufen (Denitrifikation und Nitrifikation) zur Anwendung. Das Schema in Abbildung 5 zeigt das Prinzip einer 2-stufigen Biofilmanlage. Die Phosphatelimination erfolgt als Vorfällung oder als Vor- und Simultanfällung. Die Vorklärung ist unbedingt erforderlich, sie kann konventionell oder als Parallelplattenabscheider ausgeführt sein. Je höher der Abscheidegrad in der Vorklärung ist, umso geringer ist die Denitrifikationskapazität, auch verschärft durch die mäßige Hydrolyse von Feststoffen in der ersten Stufe. Der mittlere Wirkungsgrad der

Stickstoffentfernung (ohne externe CSB-Dosierung in die DN-Stufe) für diese Verfahrensführung liegt – je nach Schlammbehandlung – im Bereich 40 – 70 %.

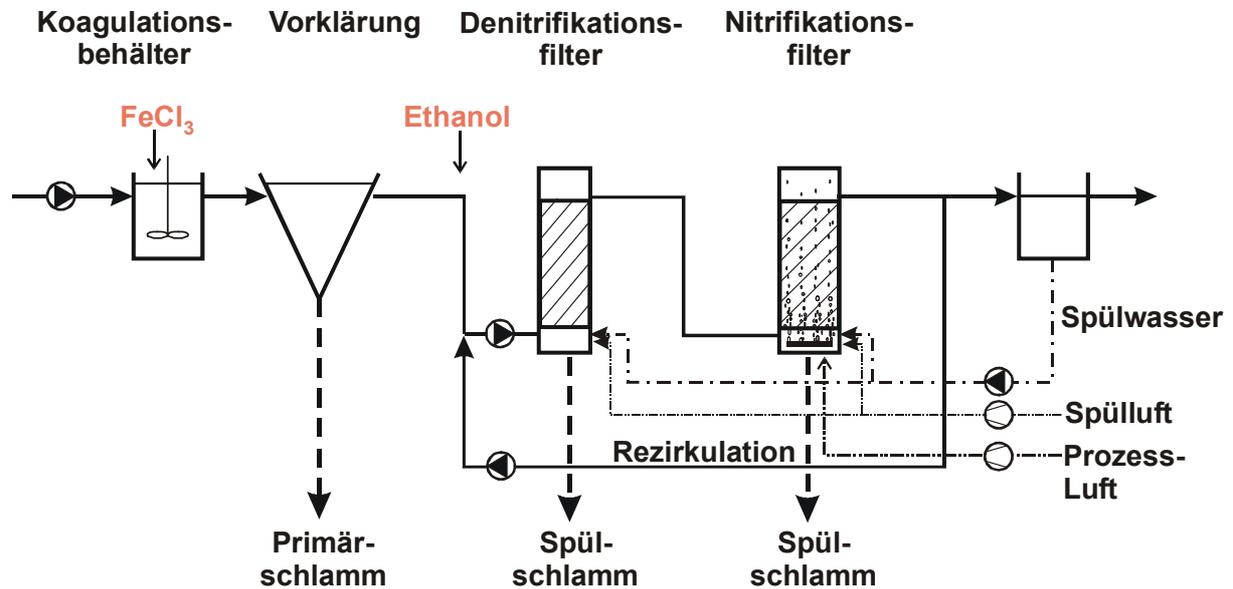


Abbildung 5: Vorklärung und zweistufige Biofilmanlage (DN – N).

Tabelle 6: Abwasserzusammensetzung Zulauf Versuchsanlage Biofiltration.

	Zulauf Versuchsanlage	Ablauf Versuchsanlage	mit ext.CSB Ablauf Versuchsanlage
	mg/L	mg/L	mg/L
CSB	414 ± 107	60 ± 19	
CSB <sub>GELÖST</sub>	104 ± 33	43 ± 13	
Ges. N	41 ± 7	16 - 20	14 – 16
NH <sub>4</sub> -N	22 ± 3	1,3 ± 1,3	
NO <sub>3</sub> -N		11 - 17	10 – 12
Ges. P	5,4 ± 1,3	5,4 ± 1,3*	0,6 – 1,4
PO <sub>4</sub> -P	3,5 ± 0,7	3,5 ± 0,7*	0,1 – 0,8
SS	241 ± 58	17 ± 11	

\* .. Anm.: ohne Phosphatfällung.

Mit diesem Verfahren wurden vom Institut für Wassergüte für die Dauer von 13 Monaten Untersuchungen an einer halbtechnischen Anlage durchgeführt. Die Pilotanlage bestand im Wesentlichen aus den Verfahrensteilen Vorklärung, Biofilter zur Denitrifikation (0,85 m<sup>3</sup>, bzw. 1 m<sup>3</sup> Füllvolumen), belüfteter Biofilter zur Nitrifikation (2 m<sup>3</sup> Füllvolumen), interne Rezirkulation zwischen Nitrifikations- und Denitrifikationsstufe und Spülwasserspeicher. Das Abwasser wurde nach Rechen und Sandfang der Großanlage entnommen, die Abwasserzusammensetzung in Zu- und Ablauf ist in Tabelle 6 angegeben. Die Zulaufmenge betrug 26 – 50 m<sup>3</sup> pro Tag, die Temperatur lag bei 14 – 21 °C.

Der Wirkungsgrad der CSB-Entfernung mit der zweistufigen Biofilteranlage lag im Mittel bei 85 %, die mittlere CSB-Ablaufkonzentration in den einzelnen Versuchsperioden betrug 38 – 53 mg/L. Bei den Versuchen zeigte sich, dass

- bei mittleren Raumbelastungen in der Nitrifikationsstufe von 0,25 – 0,57 kg NH<sub>4</sub>-N/(m<sup>3</sup>.d) und Temperaturen im Bereich von 14 – 20 °C Ablaufkonzentrationen von 0,7 – 1,9 mg NH<sub>4</sub>-N/L im Tagesmittel erreicht wurden,
- die Nitrifikationsleistung auf etwa das Doppelte der mittleren Umsatzrate beschränkt war,
- bei Überschreiten der aktuellen Nitrifikationskapazität die NH<sub>4</sub>-N-Konzentrationen im Ablauf unmittelbar anstiegen und für mehrere Stunden auch hohe Konzentrationen von mehr als 10 mg NH<sub>4</sub>-N/L auftraten,
- bei unvollständiger Nitrifikation auch erhöhte Nitrit-Konzentrationen im Ablauf auftreten,
- die organische Belastung vor allem zu Spülschlamm umgewandelt wird und vergleichsweise wenig Sauerstoffverbrauch beim Kohlenstoffabbau auftritt,
- die potenzielle Atmung im Denitrifikationsreaktor nur ca. 12 – 13 % bezogen auf den CSB des vorgeklärten Abwassers betrug, wobei ein großer Teil durch den über die Rezirkulation eingetragenen Sauerstoff „verbraucht“ wird und nicht für die Denitrifikation genutzt werden konnte,
- eine hohe Stickstoffentfernung durch die Inkorporation in die Biomasse vorlag,

- der Wirkungsgrad der Stickstoffentfernung (ohne Rückläufe aus der Schlammbehandlung) ohne Zugabe externer CSB-Quellen zwischen 60 und 65 % betrug und
- der Stabilisierungsgrad des Spülschlammes gering war.

Bei den im Versuch vorgelegenen Bedingungen (Abwassertemperatur 14 – 20 °C, CSB-Raumbelastung 2 – 4,5 kg/(m<sup>3</sup>.d)) konnte etwa das Doppelte der mittleren NH<sub>4</sub>-N-Umsatzrate nitrifiziert werden. Sind die Emissionswerte im Tagesmittel einzuhalten, so kann die momentane Ablaufkonzentration durchaus über dem Emissionswert liegen, wenn der Tagesverlauf der NH<sub>4</sub>-N-Frachten bekannt ist und die NH<sub>4</sub>-N-Ablaufkonzentration im Mittel gesichert unter dem Emissionswert liegt. Unvollständige Nitrifikation führte jedoch auch zu erhöhten Ablaufkonzentrationen für Nitrit. Sind die Ablaufkonzentrationen jederzeit einzuhalten, wie zum Beispiel in Deutschland, so darf die Ablaufkonzentration auch in der Tagesspitze den Emissionswert nicht überschreiten. Aus betrieblicher Sicht muss dafür gesorgt werden, dass keine Erhöhung der Spitzenbelastungen durch interne Kreisläufe (Trübwasser) erfolgt, sondern dass bei internen konzentrierten Stickstoffströmen auf einen Frachtausgleich geachtet wird.

Wegen der geringen hydraulischen Aufenthaltszeit werden auch gelöste Stoffe, die erst hydrolysiert werden müssen, nur zu einem gewissen Teil abgebaut, was unter anderem zur Bildung von Detergentienschäumen auf den Filtern führt.

Die Betriebsergebnisse der halbtechnischen Versuche und Literaturangaben zeigen, dass ein hoher Schlammanfall bei gleichzeitig geringem Sauerstoffverbrauch auftritt. Daraus folgt, dass das Denitrifikationspotenzial der organischen Verschmutzung verglichen mit dem Belebungsverfahren gering ist. Der für die Denitrifikation nutzbare Sauerstoffverbrauch der heterotrophen Bakterien wird durch den mit dem Rezirkulationsstrom in die Denitrifikationsstufe eingetragenen Sauerstoff reduziert. Abläufe von Nitrifikationsbiofiltern sind in der Regel mit Sauerstoff beinahe gesättigt. Je verdünnter das Abwasser ist, umso stärker sind die Auswirkungen des in die Denitrifikationszone eingetragenen Sauerstoffs verglichen mit der CSB-Konzentration im Zulauf.

Eine getrennte Optimierung der Verfahrensstufen Nitrifikation und Denitrifikation ist in der Regel wegen der gegenseitigen Beeinflussung nicht

möglich. Dies gilt insbesondere bei vorgeschalteter Denitrifikation. Ist die Nitrifikationsleistung nicht ausreichend, so kann der Abbau in der Denitrifikationsstufe Nitrat-limitiert sein und es gelangt viel CSB in die zweite Stufe, wodurch die Nitrifikation in der zweiten Stufe beeinträchtigt wird. Je schlechter der Kohlenstoffabbau in der ersten Stufe ist, umso mehr organische Verschmutzung muss in der zweiten Stufe entfernt werden.

Wie der hohe Schlammanfall von Biofiltern vermuten lässt, findet eine Hydrolyse von partikulären Abwasserinhaltsstoffen nur in geringem Umfang statt, vermutlich wegen der geringen Verweilzeit der Partikel im Reaktor. Der Stabilisierungsgrad des anfallenden Schlammes ist daher gering. Aus energetischer Sicht ist dies günstig, weil bei der Schlammfäulung ein hoher Gasanfall erwartet werden kann. Mit dem nicht stabilisierten Schlamm werden hohe Stickstofffrachten entfernt, die im Zuge der Stabilisierung allerdings in erheblichem Maß bei der Entwässerung des ausgefaulten Schlammes in der Regel wieder in die biologische Stufe zurückgeleitet werden.

Bei den Untersuchungen wurden mit dem Spülschlamm etwa 4 g N/(EW.d) entfernt. Da der Stickstoffgehalt im ausstabilisierten und entwässerten Schlamm etwa 1,5 g N/(EW.d) beträgt, können bis zu 2,5 g N/(EW.d) über das Trübwasser zurück in die biologische Stufe gelangen. Die Schlammbehandlung stellt also einen wesentlichen Faktor für die Stickstoffentfernung der gesamten Abwasserreinigungsanlage dar.

Bei den Versuchsbedingungen (16 – 20 °C, Verhältnis N/CSB im Zulauf von 0,1 und keine Rückläufe aus der Schlammbehandlung) wurden in der Pilotanlage im Mittel 62 % des Stickstoffs entfernt. Ein höherer Wirkungsgrad kann durch Verringerung der internen Sauerstofffrachten (Regelung der Belüftung in der Nitrifikationszone) und Erhöhung des Denitrifikationspotenzials durch externe CSB-Quellen erreicht werden.

Muss mit Rückläufen aus der Schlammbehandlung gerechnet werden, sinkt das mögliche Ausmaß der Stickstoffentfernung deutlich ab. Je nach Temperatur und Abwasserzusammensetzung kann nur mehr ein Wirkungsgrad von 40 - 50 % Stickstoffentfernung erwartet werden. Ist eine wesentlich höhere Stickstoffentfernung gefordert, so kann die Denitrifikation auch mit einer Zugabe von externen CSB-Quellen nicht ausreichend gesteigert werden, da bei der

notwendigen Dosiermenge ein so hoher Substratüberschuss erforderlich wird, dass es zu einer erheblichen CSB-Belastung der Nitrifikationsstufe kommt.

Hohe Wirkungsgrade Stickstoffentfernung (60 – 80 %) können beim Biofilterverfahren mit vorgeschalteter Denitrifikation nur bei Rohschlamm-entsorgung (ohne Rückläufe, z.B. Verbrennung) erreicht werden, oder es muss die Denitrifikation in einem nachgeschalteten Biofilterprozess durchgeführt werden, wie z.B. auf der Kläranlage Oslo (Sagberg, 1998).

## 9 Zusammenfassung

Bei Biofilmsystemen sind Nitrifikation und Denitrifikation (Kohlenstoffentfernung) simultan in einem Reaktor nicht durchführbar. Phosphorentfernung ist in der Regel nur als Vor- oder Nachfällung möglich. Daher sind einstufige Verfahren nur für kleine Anlagen ohne Vorschreibung für die Stickstoffentfernung anwendbar (< 5000 EW).

Die Prozesse Denitrifikation/CSB-Entfernung und Nitrifikation/Rest-CSB-Entfernung erfolgen daher meist in getrennten Verfahrensstufen. Die Effizienz der Stickstoffentfernung in zweistufigen Biofilmsystemen ist in der Regel begrenzt. Bei allen Verfahren ist eine sehr gute mechanische Vorreinigung erforderlich, und die Hydrolyse von organischen Stoffen ist beschränkt. Dadurch wird auch eine hohe Stickstofffracht in den Klärschlamm inkorporiert, bei der Schlammstabilisierung wird ein großer Teil dieses Stickstoffs jedoch wieder freigesetzt. Je nach Schlammbehandlung und Anforderung an die Stickstoffentfernung kann die Denitrifikationskapazität nicht ausreichend sein. Es werden externe CSB-Quellen eingesetzt, um die Denitrifikation zu verbessern. Hohe Wirkungsgrade der Stickstoffentfernung können nur mit nachgeschalteter Denitrifikation mit externen CSB-Quellen oder mit Rohschlamm-entsorgungen (ohne Rückläufe, z.B. Verbrennung) erreicht werden.

Höhere Denitrifikationskapazität wird erreicht, wenn die erste Stufe als Belebungsanlage und die nur die zweite Stufe als Biofilmanlage ausgeführt ist. Auf eine Vorklämung kann unter Umständen verzichtet werden, nitrathaltiger Ablauf der zweiten Stufe wird in die Belebung zur Denitrifikation eingeleitet.

Die Stickstoffentfernung ist dann durch die Kapazität der Zwischenklärung begrenzt.

Die Vorteile von Biofilmsystemen gegenüber dem Belebungsverfahren liegen darin, dass es im Biofilm keine Blähschlammprobleme gibt, und in dem zum Teil deutlich geringeren Volumenbedarf. Die Reaktoren sind häufig modular aufgebaut, je nach Größe der Anlage wird eine gewisse Anzahl von Reaktoren errichtet.

Wegen des zum Teil erheblich höheren Regelungs- und Überwachungsaufwandes sind Biofilmsysteme in der Anwendung vor allem dann interessant, wenn die Platzverhältnisse beschränkt sind. Durch die kleinräumige Bauweise sind auch Geruchsprobleme besser zu beherrschen, was im verbauten Gebiet oder in der Industrieabwasserreinigung eine besondere Rolle spielen kann.

Je nach Abwassercharakteristik und Platzverhältnissen können bei richtiger Planung, Errichtung und sorgfältigem Betrieb mit Biofilmreaktoren ebenso wie mit Belebungsanlagen hohe Anforderungen an die Ablaufqualität erreicht werden. Für die Auslegung sind jedoch verschiedene Kriterien maßgebend und es bestehen auch erhebliche Unterschiede in der technischen Ausführung, im Betriebsverhalten und in den Anforderungen an die Anlagenbetreiber.

## 10 Literatur

- ATV-DVWK (2001). Arbeitsblatt A 281: Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern. GFA, Hennef.
- ATV (2000). Arbeitsbericht 2.6.4. Biofilter zur Abwasserreinigung. *GFA - Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Hennef.*
- ATV (1997). *ATV-Handbuch. Biologische und weitergehende Abwasserreinigung.* 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- ATV (1996). Arbeitsbericht der ATV Arbeitsgruppe 2.6.3. Anlagen mit getauchten Festbetten. *Korrespondenz Abwasser* **43** (11), S. 2013-2023.
- ATV (1983) (alt). Arbeitsblatt A 135 Grundsätze für die Bemessung von einstufigen Tropfkörpern und Tauchkörpern mit Anschlusswerten über 500 Einwohnergleichwerten. *Abwassertechnische Vereinigung e.V., St. Augustin.*
- B. Andersson, H. Aspegren, D. S. Parker und M. P. Lutz (1994). High rate nitrifying trickling filters. *Wat. Sci. Tech.* **29** (10-11), S. 47-52.

- E. Arnold und P. A. Wilderer (2000). Biofiltration in der kommunalen Abwasserreinigung. *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft Technische Universität München* **158**, S. 102-120.
- P. Balmer, L. Ekfjorden, D. Lumley und A. Mattsson (1998). Upgrading for nitrogen removal under severe site restrictions. *Wat. Sci. Tech.* **37** (9), S. 185-192.
- BUWAL (1999). *Nitrifikation und Denitrifikation im Wirbelbett. Mitteilungen zum Gewässerschutz Nr. 36, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Bern.*
- M. Barjenbruch (1997). Leistungsfähigkeit und Kosten von Filtern in der kommunalen Abwasserreinigung. *Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover* **97**.
- M. Barjenbruch und R. Boll (2000). Stand und Verbreitung der Biofiltrationstechnik in Deutschland. *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft Technische Universität München* Band **158**, S. 80-99.
- M. Barjenbruch, J. Tränckner und H. Stähle (2000). Influence of the pre-loading on the nitrification capacity of secondary biofilters. Poster, *IWA 1st World Water Congress, Paris, 3-7 July 2000*.
- M. Barjenbruch (1998). Stand der Biofiltration in Deutschland. *awt* **4/98**, S. 13-18.
- M. Boller und W. Gujer (1985). Nitrifikation im nachgeschalteten Tropfkörper kombiniert mit Raumfiltration. *Schriftenreihe der EAWAG* **2**.
- M. Boller und W. Gujer (1986). Nitrifikation in tertiary trickling filters followed by deep-bed filters. *Wat. Res.* **20** (11), S. 1363-1373.
- M. Boller, W. Gujer und M. Tschui (1994). Parameters affecting nitrifying biofilm reactors. *Wat. Sci. Tech.* **29** (10-11), S. 1-11.
- M. Boller, G. Koch und M. Tschui (1998). Submerse Festbettverfahren. *EAWAG Peak Kurs A8/98, Dübendorf, 14.-18. September 1998*.
- B. Dorias (1996). Stickstoffelimination mit Tropfkörpern. *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft* **138**.
- M. Gassen (2000). Prozeßstabilität und Kosten der Biofiltration am Beispiel der Kläranlage Herford. *ATV Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft* **37**, S. 111-131.
- B. Günder (2000). Untersuchungen zur Denitrifikation mit Scheibentauchkörpern. *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft Technische Universität München* **158**, S. 161-179.
- W. Gujer (1991). Biologische Abwasserreinigung. *Vorlesungsskriptum ETH Zürich*.
- N. Hanner, H. Aspegren, U. Nyberg und B. Andersson (2002). Upgrading the Sjölanda WWTP According to a Novel Process Concept. *IWA 3rd World Water Congress, Melbourne, Australia, 7-12 April 2002*.
- P. Harremoës (1982). Criteria for nitrification in fixed film reactors. *Wat. Sci. Tech.* **14** (1-2), S. 167-187.
- P. Harremoës (1978). Biofilm kinetics. In *Water Pollution Microbiology*. R. Mitchell (ed), Verlag John Wiley & Sons, New York. pp. 71-109.
- H. Hofer (1996). Der Einsatz der Biofiltration aus der Sicht des Ingenieurs. *VSA/VSM - Fachtagung, Zürich, 17.9.1996*.

- B. Kleiber, G. Roudon, B. Bigot und J. Sibony (1994). Assessment of aerated bifiltration at industrial scale. *Wat. Sci. Tech.* **29** (10-11), S. 197-208.
- H. Kroiß (1994). Überlegungen zum Vergleich verschiedener Verfahren und Konzepte der Abwasserreinigung. *Wiener Mitteilungen* **117**, S. B1-B30.
- A. Lyngå und P. Balmér (1992). Denitrification in a non-nitrifying activated sludge system. *Wat. Sci. Tech.* **26** (5-6), S. 1097-1104.
- B. Nikolavcic (2002). Stickstoffentfernung mit Biofiltern. *Wiener Mitteilungen* **172**.
- B. Nikolavcic, G. Hlebarova, O. Nowak, P. Schweighofer und H. Kroiss (2002). Biofilter response to dynamics in nitrogen load. *IWA 3rd World Water Congress, Melbourne, Australia, 7-12 April 2002*.
- O. Nowak, P. Schweighofer und B. Nikolavcic (1998). Aspekte zweistufiger Verfahren und von Biofilmverfahren. *Wiener Mitteilungen* **145**, 411-466.
- O. Nowak (2000). Upgrading of wastewater treatment plants equipped with rotating biological contactors to nitrification and P removal. *Wat. Sci. Tech.* **41** (1), S. 145-153.
- O. Nowak, P. Schweighofer und K. Svardal (1994). Nitrification inhibition - A method for the estimation of actual maximum autotrophic growth rates in activated sludge systems. *Wat. Sci. Tech.* **30** (6), S. 9-19.
- H. Ødegaard, B. Rusten und T. Westrum (1994). A new moving bed biofilm reactor - Application and results. *Wat. Sci. Tech.* **29** (10-11), S. 157-165.
- F. Rogalla, M. Badard, F. Hansen und P. Dansholm (1992). Upscaling a compact nitrogen removal process. *Wat. Sci. Tech.* **26** (5/6), S. 1067-1076.
- P. Sagberg, P. Ryrfors und K. G. Berg (1998). The mass balances of nitrogen and carbon in a compact nitrogen and phosphorus WWTP. In *Chemical Water and Wastewater Treatment*. Hrsg. H. H. Hahn, E. Hoffmann and H. Ødegaard. Springer Verlag, S. 231-242.
- S. Schlegel (2000). Bemessung und Betrieb von Anlagen mit getauchten Festbetten. *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München* Band **158**, S. 139-160.
- P. Schleyen, W. Nordmann und H. Bauer (2000). Langzeitverhalten von Rotationstauchkörpern. *Berichte aus der Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München* **158**, S. 181-209.
- D. Schreff und E. Steinle (2001). Stickstoffelimination bei zweistufigen Systemen mit Tropfkörpern. *Wiener Mitteilungen* **166**, S. 409-428.
- C. Sieker und W. Hegemann (1997). Praktische Erfahrungen beim Betrieb von Biofiltrationsanlagen. *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München* **130**, S. 133-152.
- K. Steube, U. Richter, C. Hüner (1999). Biologische Abwasserreinigung mittels Schwebbettverfahren – Verfahrensprinzip, Anwendungsbeispiele und Betriebserfahrungen aus der Papier- und Zellstoffindustrie. *1. PTS-CTP Symposium Umwelttechnik*, I. Demel und H.-J. Öller (Hrsg.). PTS München, S. 14-1 bis 14-20.

J. Tränckner (1999). *Berechnung und Optimierung des Energieverbrauches einer Kläranlage mit dynamischer Simulation*. Dissertation an der Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Universität Rostock.

Korrespondenz an:

Dr. Brigitte Nikolavcic

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien

Karlsplatz 13/226/1  
A-1040 Wien

Tel: 01 / 58801 – 22625  
Fax: 01 / 58801 - 22699  
Mail: [bnikolav@iwag.tuwien.ac.at](mailto:bnikolav@iwag.tuwien.ac.at)



## Membranbelevungsverfahren – State-of-the-art

Karl Heinz Greil

Biochemie GmbH.

### **Kurzfassung:**

Das Membranbelevungsverfahren als aktuelle Entwicklungsstufe des Belevungsverfahrens gewinnt zunehmend an Bedeutung, auch wenn die großtechnischen Erfahrungen noch gering sind. Trotzdem können an Hand der vorliegenden Erkenntnisse grundlegende Fragen zufriedenstellend beantwortet werden. So können die Anforderungen an die Vorreinigung wie auch der zu erwartenden Energiemehraufwand für die Sauerstoffzufuhr und Permeatgewinnung gut dargestellt werden. Die Bemessung der Membranfiltration hat sich zwischenzeitlich zu niedrigeren Flüssen und Transmembrandrücken entwickelt, was aber in Konkurrenz zu den Investitionskosten steht. Unsicherheiten bestehen nach wie vor in der zu erwartenden Lebensdauer der Membranen selbst.

**Key-Words:** Membranbelevungsverfahren, Membranfiltration, Membrane-bioreactor

## **1 Einleitung**

Der Einsatz von Membranen zur Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung hat sich in den letzten Jahrzehnten vielfach bewährt und zu ökologisch und ökonomisch sinnvollen Lösungen geführt. War früher die Membrantechnologie vorwiegend für ganz spezifische Trennaufgaben eingesetzt worden, so hat sich heute ihr Einsatzgebiet aufgrund der großen Vielfalt an verfügbaren Membranen und Modulen sowie der stark reduzierten Herstellkosten enorm erweitert.

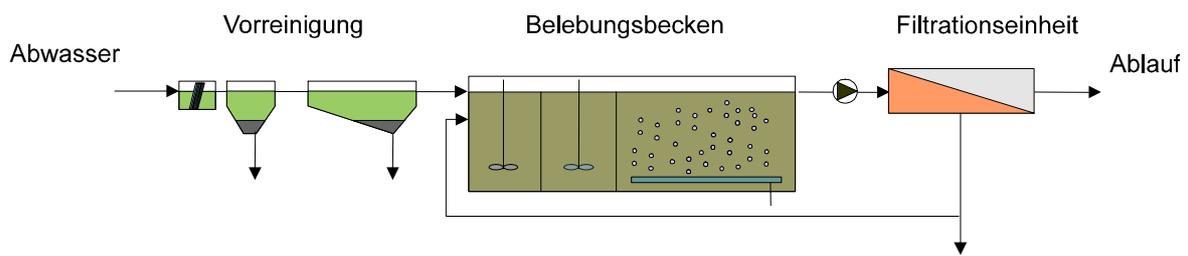
Vielfach führt der Einsatz von Membranverfahren im Vergleich zu Alternativverfahren zu deutlicher Verminderung von Chemikalien- und Energieeinsatz und somit zum Schutz von Umwelt und Ressourcen.

Eine vergleichsweise junge Anwendung der Membrantechnologie ist der Einsatz in der biologischen Abwasserreinigung in Form der Kombination des altbekannten Belebungsverfahrens mit einer Membranfiltration zum Rückhalt des belebten Schlammes im Belebungsbecken. Vor rd. 20 Jahren wurden die ersten Anlagen für Deponiesickerwasser und industrielle Abwässer mit geringem Mengenanfall errichtet, wobei ausschließlich extern angeordnete, energieintensive Crossflow-Membranfiltrationsysteme angewandt wurden. An der Reduktion des Energieaufwandes für die Permeatgewinnung wurde intensive gearbeitet, jedoch erst die Entwicklung der getauchten Membranfiltration brachte den erhofften Erfolg, sodass der Einsatz der Membranfiltration als Ersatz für die Nachklärung über Spezialanwendungen hinaus konkurrenzfähig wurde. In den letzten Jahren wurde der Energieaufwand durch die Weiterentwicklung der Module und Verfahrenstechnik weiter reduziert, was den Einsatz des Membranbelebungsverfahrens selbst bei großen Abwasserreinigungsanlagen realistisch erscheinen lässt.

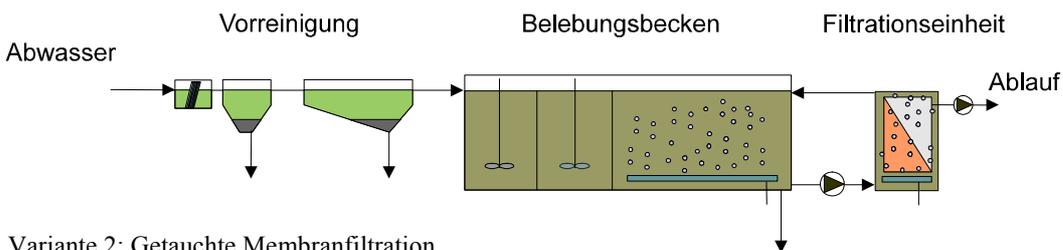
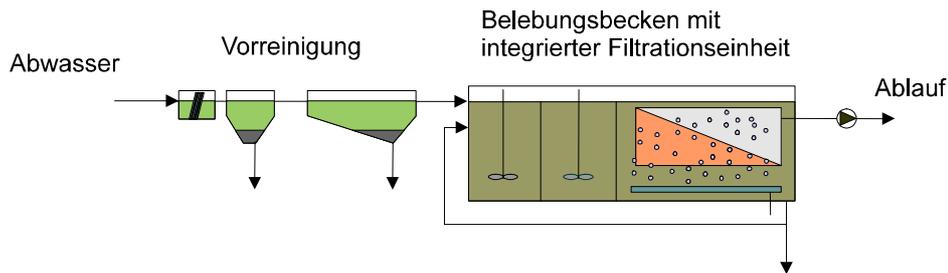
## **2 Membranbelebungsverfahren**

### **2.1 Einteilung der Verfahren**

Der Ersatz der Nachklärung durch eine Membranfiltrationsstufe kann in unterschiedlicher Weise verfahrenstechnisch in die Belebungsanlage integriert werden. Es wird zwischen der externer und der getauchter Membranfiltration unterschieden. (sh. Abb. 1).



Variante 1: Externe Membranfiltration



Variante 2: Getauchte Membranfiltration

Abbildung 1: Schematische Darstellung Membranbelevungsverfahren nach [1]

Bei der externen Membranfiltration sind die Filtrationsmodule getrennt vom Belebungsbecken als reine Membranfiltrationsanlage zur Biomasseabtrennung aufgestellt. Die Biomassesuspension wird in einem externen Kreislauf zwischen Belebungsbecken und Membrananlage zirkuliert. Die Anlagen werden durchwegs im sog. Crossflow betrieben, das heißt durch eine definierte Überströmung der Rohr- oder Plattenmodule mit der retentatseitigen Biomassesuspension erfolgt die Kontrolle des Deckschichtaufbaus an der Membrane. Zusätzlich zur Überströmung wird mit der Umwälzpumpe ein erhöhter retentatseitiger Druck aufgebaut, sodass die Permeatausbeute entsprechend gesteigert werden kann. Der retentatseitige Umwälzstrom ist ein Vielfaches des Permeatstromes, wodurch diese Verfahren auch einen hohen spezifischen Energieverbrauch aufweisen. Zur Entfernung von organischen und anorganischen Ablagerungen (Fouling, Scaling) können diese Membrananlagen sehr gut periodisch mit entsprechenden chemischen Lösungen gereinigt werden (Säuren, Laugen, Oxidationsmittel, Tenside).

Die getauchte Membranfiltration wird je nach Anlagenkonzeption in das Nitrifikation Becken der Belebungsanlage integriert, oder in separaten Filtrationsbecken mit einer Biomassezirkulation zum Belebungsbecken eingebaut. Trotz des höheren baulichen und apparativen Aufwandes sind heute die separaten Filtrationsbecken zu bevorzugen, wenn eine regelmäßige intensive Reinigung der Membranen geplant oder zu erwarten ist. Die Permeatproduktion erfolgt in der Regel durch intermittierendes Absaugen mittels Extraktionspumpe, wobei bei Einsatz von Hohlfasermodulen in den Pausenzeiten auch eine Permeatrückspülung zur Membranreinigung durchgeführt werden muss. Bei Plattenmodulen ist eine Rückspülung nur bedingt möglich und betriebsmäßig zumeist auch nicht vorgesehen. Zur Permeatproduktion können diese auch im reinen „Überstaubetrieb“ ohne Pumpe betrieben werden. Zur Vermeidung von übermäßigem Deckschichtaufbau an der Membrane wird neben dem intermittierenden Permeatabzug eine hohe Turbulenz des belebten Schlammes mittels einer grobblasige Belüftung unterhalb der Module erzeugt. Zusätzlich ist eine periodische Reinigung der Membranen mit verschiedenen Reinigungskemikalien notwendig. Die Reinigung kann im eingebauten Zustand (mit oder ohne Absenken des Schlammniveaus) durch Rückspülen mit Reinigungslösung über die Permeatleitung erfolgen. Für eine Intensivreinigung der Membranen in einer Reinigungslösung ist entweder der Ausbau der Module und Transfer in ein Reinigungsbecken erforderlich oder das Filtrationbecken wird völlig entleert, gereinigt und mit Reinigungslösung gefüllt.

Die Betriebsweise der getauchten Membranfiltration zeichnet sich durch einen deutlich geringeren spezifischen Energieaufwand für die Permeatgewinnung aus, sodass die Anwendung für größere Anlagen möglich wurde. Aufgrund der in den letzten Jahren zunehmenden Bedeutung der getauchten Membranfiltration wird in der nachfolgenden Betrachtung vorwiegend auf diese Betriebsweise Bezug genommen, wenngleich Vieles auch für die externe Membranfiltration Geltung hat.

## 2.2 Membranen und Module

Grundsätzlich können nahezu alle am Markt verfügbaren Mikro- und Ultrafiltrationsmembranen für das Membranbelebungsverfahren eingesetzt werden, da die Anwendung keine allzu großen Anforderungen an Chemikalienbeständigkeit und Festigkeit der Membranen dargestellt. Die in der Praxis erprobten Membranmaterialien sind u.a.:

- Organische Membranen:  
PVDF (Polyvinylidenfluorid), mod. PVC (Polyvinylchlorid), PES (Polyethersulfon), PE (Polyethylen), PAN (Polyacrylnitril)
- Anorganische Membranen:  
 $\text{Al}_2\text{O}_3$  ( $\alpha$ -Aluminiumoxid),  $\text{ZrO}_2$  (Zirkoniumoxid)

Die Verarbeitung dieser Membranmaterialien hat sich für den ggst. Anwendungsfall in folgenden Membranen bewährt:

- Rohrmembranen (externe und getauchte Membranfiltration)
- Hohlfasermembranen (getauchte Membranfiltration)
- Plattenmembranen (externe und getauchte Membranfiltration)

Die nominalen Porengrößen divergieren bei den unterschiedlichen Systemen, liegen aber durchwegs im Bereich von 0,03 – 0,4  $\mu\text{m}$ .

Bei der Auswahl der verwendeten Membranmodule (= kleinste, technisch einzusetzende Einheit von Membranen, sh. [2]) ist darauf zu achten, dass der freie Querschnitt der Membranelemente den Durchgang der Biomassesuspension einschließlich aller möglichen Fremdstoffe gesichert gewährleistet.

### **3 Reinigungslleistung von Membranbelebungsanlagen**

#### **3.1 Organische Verschmutzung, Nährstoffe, Schadstoffe**

Bei Diskussion der Reinigungslleistung von Membranbelebungsanlagen muss zunächst der prinzipielle Unterschied zu den konventionellen Methoden der Biomasseabtrennung betrachtet werden. Während die Nachklärung eine rein sedimentative Trennung des belebten Schlammes vom gereinigten Abwasser ermöglicht, stellt die Membranfiltration eine echte Barriere für Mikroorganismen dar, was zu einem nahezu vollständigen Rückhalt führt. Dies bringt einerseits den Vorteil einer weitergehenden Keimreduktion, andererseits aber auch das Risiko, dass aus verschiedensten Gründen eine Blockierung dieser Membranbarriere auftreten könnte. Da das Membranbelebungsverfahren derzeit häufig auch dort eingesetzt wird, wo keine erhöhten Anforderungen an die Einleitqualität bestehen, wird bei Vergleichen der Bezug zu einer gut funktionierenden Belebungsanlage hergestellt. Beim korrekten Vergleich zur konventionellen Abwasserreinigungstechnologie sollte jedoch eine Flockungsfiltration und auch eine Entkeimung mitberücksichtigt werden.

Auch bei einer Membranbelebungsanlage ist für den weitgehenden Abbau der Abwasserverschmutzung ein ausreichend hoch gewähltes Schlammalter entscheidend. Bei gesicherter Nitrifikation ist mit dem weitgehenden biologischen Abbau der Abwasserinhaltsstoffe zu rechnen.

Es ist naheliegend, dass die vollständige Elimination der suspendierten Stoffe aus dem Abwasserablauf die partikulär gebundene Restverschmutzung entsprechend reduziert. Dies ist insbesondere in den Parameter CSB, BSB<sub>5</sub>, Gesamtstickstoff und Gesamtphosphor unmittelbar messbar, kann aber auch für Stoffe mit adsorptivem Verhalten eine deutliche Reduktion des Restgehaltes bringen (z.B. AOX, bestimmte Schwermetalle, Antibiotika oder endokrin wirksame Substanzen [3], [4], [5]). Aus einzelnen Industriebranchen ist aber auch bekannt, dass die Anreicherung von Schwermetallen im belebten Schlamm zu einem gehemmten Abbau organischer Verschmutzung führt [6].

Der vollständige Rückhalt auch von nicht flockenbildenden Bakterien, welche bei konventioneller Nachklärung kaum abtrennbar sind, führt bei verschiedenen

Abwässern zu einer leichten Reduktion auch der gelösten organischen Restverschmutzung.

Die gelöste anorganische Restbelastung des Ablaufes mit Nährstoffen (Stickstoffverbindungen, Phosphate) wird von der Membranfiltration praktisch nicht beeinflusst, für ihre Reduktion ist die Belastung und der Betrieb der vorgelagerten Biologiestufe von Bedeutung. Bei bestimmten Anlagen kann es zu Wechselwirkungen der Membranfiltration mit der Belebungsstufe in der Form kommen, dass über die getauchte Membranfiltration soviel Sauerstoff eingetragen wird, dass es zu einer Sauerstoffverschleppung in die Denitrifikationsstufe kommen kann, was erhöhte Nitrat-Ablaufwerte zu Folge hat.

Die Elimination von überschüssigen Phosphaten erfolgt über biologischen als auch chemischen Weg in ähnlicher Weise wie beim konventionellen Belebungsverfahren. Die simultane Phosphatfällung beeinträchtigt nicht das Filtrationsverhalten der Membrananlage, in einzelnen Anlagen wurde sogar ein positiver Einfluss festgestellt [7].

### **3.2 Mikrobiologische Ablaufqualität**

Durch die Membranfiltration kommt es zu einer Reduktion der Gesamtkeimzahl im Ablauf um zwei bis drei Log-Stufen. Die Anforderungen der EU-Badegewässer-Richtlinie 76/160/EWG [8] sollten aufgrund der eingesetzten Membranen unterschreitbar sein [9], wenngleich v.a. bei den bekannten kommunalen Membranbelebungsanlagen aus verschiedensten Gründen bisher die Einhaltung der Grenzwerte bezweifelt werden muss. Die Einhaltung dieser Anforderung muss korrekterweise nur dann als bedeutsam gewertet werden, wenn tatsächlich erhöhte Anforderungen an die Ablaufqualität aufgrund der Immissionsituation gestellt werden. Der Betrieb einer Membranbelebungsanlage mit höheren Keimgehalten im Ablauf muss nicht in jedem Fall betriebsbeeinträchtigend sein.

## **4 Planung und Betrieb**

### **4.1 Abwasservorreinigung**

Aus den bisherigen Betriebserfahrungen mit kommunalen Membranbelebungsanlagen ist abzuleiten, dass eine zuverlässig funktionierende Abwasservorreinigung eine Grundvoraussetzung für die Funktionsfähigkeit der Membranfiltration dargestellt. Im Besonderen ist darauf zu achten, dass weder abrasive Stoffe noch Fasern jeglicher Art in das Belebungsbecken gelangen, da sie dort Beschädigungen der Membranen und massive Verzopfungen verursachen können.

Eine Vorreinigung mit Rechen-/Siebanlage, belüftetem Sand- und Fettfang ist mit entsprechender Redundanz auszuführen, sodass eine praktisch 100 %-ige Verfügbarkeit für die Bemessungswassermenge gegeben ist. Sollte nur eine Teilredundanz vorgesehen oder möglich sein, so ist im Bypass-Fall der Eintrag von membranschädigenden Stoffen unvermeidbar. Die Folgen können die Membranfiltration massiv beeinträchtigen und u.U. sogar einen Membrantausch notwendig machen. Die Anforderungen an die Vorreinigung sind nicht für alle Membranmodule gleich, es ist jedoch davon auszugehen, dass nur eine Siebung mit Maschenweite  $< 1,0$  mm einen gesicherten Membranschutz darstellt. Es wird empfohlen, Lochsiebe anstelle von Spaltsieben einzusetzen, um feine Fasern (z.B. Haare) gesichert zurückzuhalten.

### **4.2 Bemessung der Biologiestufe**

Die Bemessung des Beckenvolumens sollte wie beim Belebungsverfahren nach dem erforderlichen Mindestschlammalter erfolgen. Aus den Betriebsergebnissen der bisher realisierten Membranbelebungsanlagen liegen keine Informationen vor, dass eine Bemessung abweichend zur ATV-DVWK-A 131 (2000) durchgeführt werden sollte. Die Überschussschlammproduktion ist im Wesentlichen eine Funktion des Schlammalters, und die nicht selten genannte Verminderung des Überschussschlammfalls keine Folge des Membranbelebungsverfahrens per se, sondern einer zumeist deutlich erhöhten Verweilzeit der Biomasse im System (= höheres Schlammalter).

Durch die nur im Membranbelebungsverfahren mögliche Wahl eines deutlich höheren Trockensubstanzgehaltes im Belebungsbecken ergibt sich jedoch eine signifikante Auswirkung auf den Sauerstoffeintrag in der Nitrifikationszone. Aus verschiedenen Anlagen ist bekannt, dass je nach Filtrationsystem Trockensubstanzgehalte zwischen 10 und 30 g/l gefahren werden. Für die getauchte Membranfiltration wird eine Bemessungstrockensubstanz von ca. 12 g/l empfohlen.

Bei höheren Trockensubstanzgehalten als den üblichen tritt eine Verminderung des Sauerstoffeintrags unter Betriebsbedingungen ein. Die Messung des Sauerstoffübertragungsfaktors ( $\alpha$ -Wert) in Pilotanlagen führte zu ersten Ergebnissen, welche die großtechnische Anwendung des Verfahren in Frage stellen [10]. Mittlerweile liegen Messungen des  $\alpha$ -Wertes von Großanlagen mit feinblasiger Belüftung vor, deren Ergebnissen in Abbildung 2 dargestellt sind. Auf mögliche Schwierigkeiten bei der Messung des Sauerstoffeintrags unter Betriebsbedingungen bei erhöhten Trockensubstanzgehalten sei an dieser Stelle hingewiesen [11].

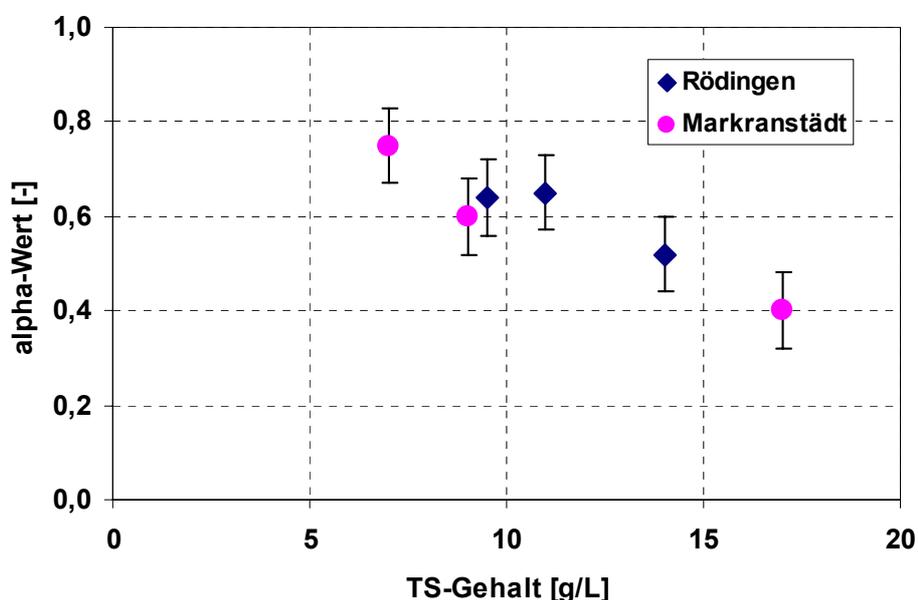


Abbildung 2:  $\alpha$ -Werte als Funktion der Trockensubstanzkonzentration nach [12]

Bei der getauchten Membranfiltration ist in der Regel eine grobblasige Belüftung unterhalb der Membranmodule zur Membranreinigung bzw. Deckschichtkontrolle notwendig. Grundsätzlich kann das Beckenvolumen der

Membranfiltration dem Nitrifikationsvolumen zugerechnet werden, da dort bisher zumeist eindeutig aerobe Bedingungen vorgelegen haben. Der  $\alpha$ -Wert dieser Belüftung wurde nach mündlichen Informationen [13] mit 0,2 bis 0,4 ermittelt. Bei niedriger Abwasserbelastung kann es in Membranbelebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation zu massiver Sauerstoffverschleppung vom Filtration Becken in das Denitrifikationsbecken kommen, wodurch die Stickstoffeliminationsleistung beeinträchtigt wird. Die Weiterentwicklung der Membranmodule sollte dazu führen, dass dieser Effekt zukünftig nicht mehr bedeutsam sein wird, u.U. ist sogar bei hohen Trockensubstanzkonzentrationen mit einer Sauerstoffunterversorgung im Membranfiltrationsbecken zu rechnen.

### 4.3 Hydraulische Bemessung der Filtrationsstufe

Da die Membranfiltration vor dem Auslauf der Kläranlage eine echte Barriere darstellt, kommt ihrer Bemessung eine besondere Bedeutung zu. Die Bemessungswassermenge muss unabhängig vom Zustand der Membranen filtrierte werden können. Um eine gesicherte Bemessung der Filtrationsstufe zu ermöglichen, ist die Kenntnis folgender Einflussgrößen von zentraler Bedeutung:

- Dauer und Häufigkeit des Spitzenzuflusses bei verschiedenen Abwassertemperaturen
- Abwassertemperaturverlauf
- Speichermöglichkeit für hydraulische Spitzen
- Mittlerer und maximaler Netto-Permeatfluss der Membranfiltration

Die Filtrationsleistung der Membranen nimmt mit sinkender Temperatur relativ stark ab, daher ist für die Festlegung der erforderlichen Membranfläche bei kommunalen Anlagen meist das Winterhalbjahr entscheidend. Durch eine ausreichende Mehrstrahigkeit der Membranfiltration ist sicherzustellen, dass eine Membranreinigung auch bei Maximalzuflüssen erfolgen kann. Die zu erwartenden Permeatflüsse bei einer mittleren Abwassertemperatur von etwa 20°C sind in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Hydraulische Leistungsfähigkeit von Membranbelebungsanlagen nach [1]

	Dimension	Externe Filtration	Getauchte Filtration
Permeat-Fluss	l/m <sup>2</sup> .h	30 – 100	10 – 30
Transmembrandruck	bar	1 – 3	0,05 – 0,50

Es ist zu berücksichtigen, dass u.a. nachfolgend genannte Faktoren die Filtrationsleistung erheblich beeinflussen:

- Trockensubstanzgehalt der Biologie bzw. der Filtrationstufe
- Belastung und Rheologie des belebten Schlammes [14]
- Membrane und Membranmodulkonstruktion
- Abwasserzusammensetzung

Die höheren spezifischen Permeatflüsse der extern angeordneten Membranfiltration erfordern einen höheren Energieaufwand, die zu installierende Membranfläche ist jedoch deutlich geringer als bei der getauchten Membranfiltration. Der qualitative Zusammenhang ist in Abbildung 3 dargestellt.

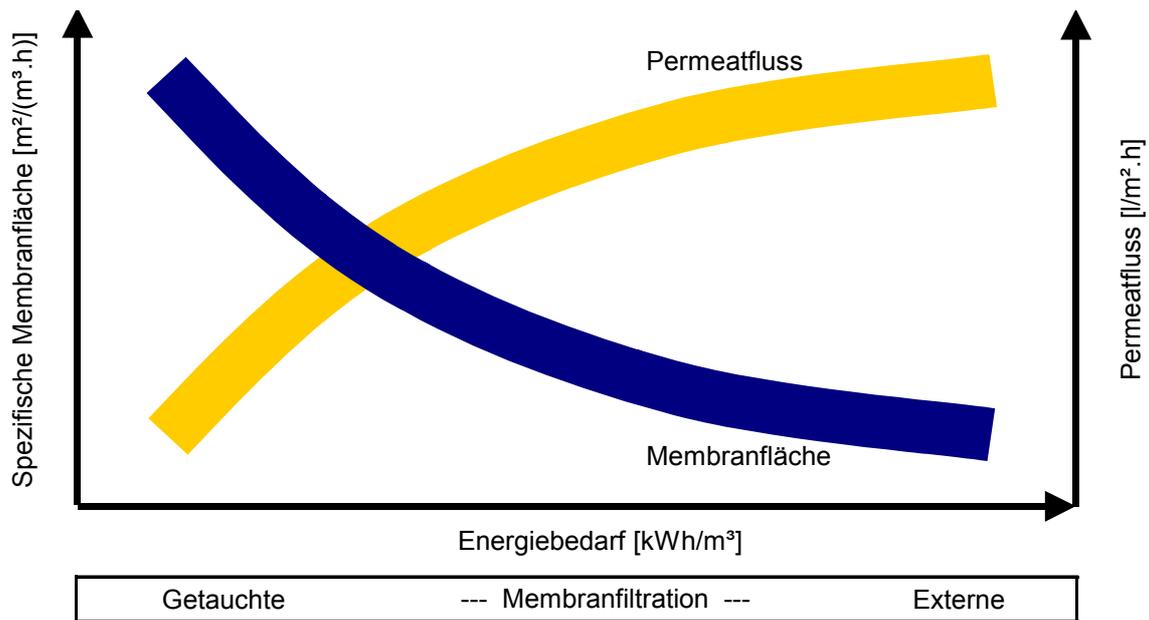


Abbildung 3: Qualitativer Zusammenhang zwischen Membranfläche, Energiebedarf und Permeatfluss nach [6]

Die Weiterentwicklung v.a der getauchten Membranmodule in den letzten Jahren lässt einen weiterhin sinkenden spezifischen Energieverbrauch erkennen. Dabei wurde z.B. die Konstruktion der Modulbelüftung optimiert, die Betriebsweise von kontinuierlich auf intermittierend geändert oder die Membranfläche pro Belüftungseinheit durch doppelstöckige Bauweise erhöht.

#### 4.4 Membranbetrieb und –reinigung

Im Vergleich zum konventionellen Belebungsverfahren ist der Anteil der Maschinenteknik im Membranbelebungsverfahren durchwegs deutlich erhöht. Neben den zusätzlich erforderlichen Gebläsen und Pumpen sind es vor allem Schaltventile und Regelstrecken für den Permeatabzug, welche durch die Modulgröße und beschränkte Zusammenschaltung von Modulen einen erheblichen Aufwand darstellen. Es ist zu berücksichtigen, dass einzelne Ventile im Abstand von 5-10 Minuten schalten müssen, was einer jährlichen Schaltfrequenz von über 50 000 entspricht. Mit Mehraufwand für die mechanische Wartung und Instandhaltung ist zu rechnen.

Für die meisten Membranmodulen ist eine umfangreiche Steuerung notwendig, um einerseits den Regelbetrieb sicherzustellen, andererseits außergewöhnliche Zustände, wie Reinigungen, verschiedene Störungen, u.ä. ohne Risiko der

Membranschädigung abzufangen. Da ohne Steuerung kein Anlagenbetrieb möglich ist, muss auch für Ausfälle des Leitsystems entsprechende Redundanz vorhanden und ein qualifizierter Bereitschaftsdienst organisiert sein.

Bei stark schwankenden Abwassermengen, z.B. im kommunalen Anlagen mit Mischwasserzufluss, ist zu beachten, dass für den Bemessungsfall relativ viel Membranfläche vorzuhalten ist, die über lange Zeit nicht benötigt wird. Der permanente Betrieb aller Module bei niedrigem Fluss verursacht hohe Betriebskosten durch die notwendige Belüftung oder Umwälzung. Demgegenüber bringt das zeitweise Abschalten einzelner Module das Risiko der Verschlämzung und schlechten Durchmischung mit sich.

Wie bei konventioneller Anwendung der Membrantechnik ist auch beim Membranbelebungsverfahren eine periodische Reinigung der Membranen von organischen und anorganischen Ablagerungen erforderlich. Die bei manchen Membranmodulen betriebsmäßig vorgesehene Rückspülung mit Permeat dient vorwiegend der Deckschichtkontrolle und kann nicht als Membranreinigung bezeichnet werden. Diese erfolgt jedoch hin ähnlicher Weise, nur wird anstelle des Permeats Reinigungslösung rückgespült. Dies stellt die einfachste Art der Membranreinigung dar, da sie unter Betrieb im eingebauten Zustand, eventuell bei abgesenktem Beckenniveau durchgeführt werden kann. Als Reinigungslösungen werden vielfach Natrium-Hypochlorit und Zitronensäure verwendet. Die Verwendung anderer nicht AOX-bildender Oxidationsmittel hat sich bisher nicht bewährt. Die Verwendung alternativer Säuren zur Lösung anorganischer Ablagerungen ist möglich. Die Frequenzen der Reinigung unter Betrieb liegen für die verschiedenen Membranmodule zwischen einigen Tagen bis zu mehreren Monaten.

Zusätzlich sind in Abständen von 4-6 Monate zumeist noch intensive Reinigungsvorgänge notwendig, um die Permeabilität der Membranen auf dem notwendigen Niveau zu halten. Dazu werden die in das Belebungsbecken integrierten Module ausgebaut und in einem externen Becken dem Reinigungsprozedere unterworfen. Bei separaten Filtrationsbecken können die Membranen im eingebauten Zustand gereinigt werden, wenn das Filtrationsbecken außer Betrieb genommen und entleert werden kann. Zweitere Methode ist zu bevorzugen, wenn das Filtrationsbecken nur das Mindestvolumen besitzt, da der Ausbau der Module neben dem erheblichen

Personalaufwand auch mit dem Risiko der Membranbeschädigung sowie der Beeinträchtigung der Systemdichtheit verbunden ist.

Sowohl für die Reinigung unter Betrieb als auch die Intensivreinigung wird empfohlen, die Reinigungslösung zu temperieren. Die optimale Reinigungstemperatur liegt bei 30 – 35°C.

## **5 Wirtschaftlichkeit**

Als das Membranbelevungsverfahren als Alternative für das konventionelle Belevungsverfahren in Diskussion kam, wurde häufig nur der Vergleich der Investitionskosten sowie geringeren Grundstückskosten zur Bewertung herangezogen, da die Erhöhung der Betriebskosten häufig schlecht abschätzbar war bzw. nur auf die lt. Firmenangaben berechneten Energiekosten für die Permeatgewinnung Rücksicht genommen wurde. Meist bestanden auch keine zusätzlichen Anforderungen an die Ablaufqualität, und das Verfahren stand in Konkurrenz zum reinen Belevungsverfahren ohne nachgeschaltete Reinigungstufen.

Ein durchaus passende Definition der Wirtschaftlichkeit des Membranbelevungsverfahrens ist in [6] angeführt. Zitat: “Das Membranbelevungsverfahren ist wirtschaftlicher als ein konventionelles Verfahren, wenn der Barwert (oder Kapitalwert) der abgezinsten Ausgaben nach x Jahren gleich oder größer ist als der Barwert für die alternativen Verfahren bei vergleichbaren Reinigungsergebnisse“. In dieser Betrachtung ist sichergestellt, dass sämtlicher Mehr- oder Minderaufwendungen berücksichtigt werden (Energie, Personal, Reinigungsmittel, Membranersatz ...). Konkrete Zahlen dazu sind zwar nur spärlich erhältlich, jedoch dürften demnächst die Erfahrungen aus in Betrieb befindlichen Anlagen veröffentlicht werden (nicht zuletzt deshalb, weil speziell die Errichtung der Anlagen in der BRD mit hohem Förderungsmiteinsatz unterstützt wurden). Schwierigkeiten entstehen dann, wenn keine erhöhten Reinigungsanforderungen gefordert sind, und die Wirtschaftlichkeit der Membranbelevung gegenüber der konventionellen Belevung bestehen muss.

## 5.1 Investition/Kapitalkosten

Bekanntlich wird durch die deutlich höhere Biomassekonzentration das erforderliche Beckenvolumen einer Membranbelebungsanlage verkleinert, was die Baukosten der Anlage reduziert (wenngleich in den letzten Jahren die spezifischen Kosten für neu errichtete Becken gesunken sind). Demgegenüber steht jedoch der Mehraufwand für Anschaffung und Installation der Membranfiltration samt notwendiger Peripherie wie Vorsiebung und Reinigungseinheit. Gleichzeitig zu den gesunkenen Baukosten haben sich aber auch die Anschaffungskosten für die Membranmodule merklich reduziert, sodass heute die Investition einer Membranbelebungsanlage weniger Kapital erfordert als das konventionelle Belebungsverfahren.

Für die getauchte Membranfiltration ist je nach Größe der Anlage und Art der Membranmodule mit Anschaffungskosten von 100 – 150 €/m<sup>2</sup> Membranfläche zu rechnen. Hinzu kommen Installationskosten für die Membranmodule (Mechanik + E/MSR) in der Größenordnung von 50 – 100 €/m<sup>2</sup>, wobei derzeit die kostenintensiveren Membranmodule einfacher, und damit billiger, zu installieren sind. Eine Entscheidung für oder gegen einen Membrantyp kann jedoch neben der technischen Eignung nur auf Basis der Gesamtkosten mit Berücksichtigung der Lebensdauer und Membranersatzkosten erfolgen.

## 5.2 Betriebskosten

Die Betriebskosten einer Membranbelebungsanlage sind, abgesehen von den konventionell ohnedies erforderlichen Aufwendungen, geprägt von folgenden wesentlichen Kostenblöcken:

### **Energiekosten:**

Der Energieaufwand für die Permeatgewinnung liegt bei externen Filtrationssystemen in der notwendigen Umwälzung des belebten Schlammes zur Erzeugung des Crossflow an der Membranoberfläche sowie des erhöhten Transmembrandruckes. Bei getauchten Systemen ist einerseits die grobblasige Membranbelüftung, andererseits die Pumpenergie für die Permeatgewinnung von Bedeutung. An der Reduktion des Energieaufwandes wird derzeit intensive gearbeitet, sodass die in [6] angegebenen Werte eher die Obergrenze darstellen dürften (0,5 – 1,5 kWh/m<sup>3</sup> für getauchte Filtration, 1 – 4 kWh/m<sup>3</sup> für externe

Filtration). In der Energieabrechnung zusätzlich zu Buche schlägt der Mehraufwand für den zusätzlichen Sauerstoffeintrag über die separate Belüftung infolge eines verschlechterten  $\alpha$ -Wertes.

### **Reinigungskosten:**

Je nach Art und Intervall der Reinigung ist mit nicht unerheblichen Kosten für Chemikalien sowie Personal und ggf. Entsorgung von Reinigungslösungen zu rechnen. Dazu kommen noch Kosten für die Temperierung der Reinigungslösung, sofern dies vorgesehen ist.

### **Membranersatzkosten:**

Die Lebensdauer der Membranen ist von den jeweiligen Einsatzbedingungen abhängig und kann nicht generell festgesetzt werden. Aus den bisherigen Erfahrungen ist mit einer Lebensdauer von 4 bis 8 Jahren zu rechnen, sofern nicht eine Beeinträchtigung der Membranen z.B. durch mechanische Beanspruchung, Verzopfunen, Verstopfungen, o.ä. gegeben ist. Auch die Häufigkeit und Art der Membranreinigung dürfte Auswirkungen auf die Nutzungsdauer haben. Die Membranersatzkosten werden heute mit 70 – 100 €/m<sup>2</sup> angegeben, wobei die Tendenz weiterhin fallend sein sollte.

## **6 Anwendung des Membranbelebungsverfahrens**

### **6.1 Überblick bekannter Anwendungen**

Durch die Einführung der getauchten Membranfiltration und damit die deutliche Senkung des spezifischen Energieaufwandes wurde das Verfahren zunächst für kleinere, meist industrielle Abwasserreinigungsanlagen interessant, was die Aufstellung nach Tabelle 3 veranschaulicht.

Tabelle 3: Membranbelebungsanlagen in der westeuropäischen Industrie nach [6] (ergänzt mit kommunalen Anlagen)

<b>Branche/Anwendung</b>	<b>Anzahl</b>	<b>Anzahl getaucht</b>	<b>Anzahl extern</b>	<b>Durchsatz [m<sup>3</sup>/d]</b>
Abfallbehandlung	≥ 1	≥ 1	-	140
Automobil	≥ 1	≥ 1	-	230
Chemie	≥ 15	≥ 7	≥ 8	50 – 1 400
Deponie Hausmüll	≥ 48	≥ 9	≥ 39	10 – 900
Druckerei	≥ 1	-	≥ 1	25
Grundwassersanierung	≥ 1	-	≥ 1	20
Kosmetik	≥ 3	≥ 3	-	120 – 700
Laborabwasser	≥ 1	-	≥ 1	10
Lebensmittel	≥ 9	≥ 4	≥ 5	100 – 480
Lederherstellung / Gerberei	≥ 5	≥ 3	≥ 2	30 – 820
Mälzerei	≥ 1	≥ 1	≥ 1	100
Pharma	≥ 15	≥ 14	≥ 1	20 – 1 500
Schiffsabwässer	≥ 15	≥ 5	≥ 10	4 – 740
Tankreinigung	≥ 1	≥ 1	-	200
Textil	≥ 5	≥ 3	≥ 2	100 – 1 500
Tierkörperverwertung	≥ 4	≥ 3	≥ 1	427 – 960
Wäscherei	≥ 5	≥ 1	≥ 4	30 – 820
<b>Kommunal</b>	<b>≥ 11</b>	<b>≥ 11</b>	-	<b>40 – 12 700</b>

Diese Aufstellung ist zweifellos nicht vollständig, jedoch aus der Verteilung der Anlagen auf externe und getauchte Membranfiltration und dem Faktum, dass Anlagen mit getauchten Modulen erst seit rd. 5 Jahre gebaut werden, ist zu erkennen, dass das Membranbelebungsverfahren zunehmend Verbreitung findet. Manche (Membran-)Experten prognostizieren ein exponentielles Wachstum der installierten Membranfläche, was mit stark sinkenden Membranpreisen verbunden sein sollte.

## 6.2 Anwendungsbeispiele

### **Kläranlage Makranstädt/Wasserwerke Leipzig [15]**

Ausbaugröße: 12 000 EW

Abwassermenge:  $Q_d = 4\,320\text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_m = 180\text{ m}^3/\text{h}$

Membranfläche:  $7\,360\text{ m}^2$  (Hohlfasermodule Fa. Zenon)

Inbetriebnahme: 2000

### **Kläranlage Swanage/ Wessex Water Services Ltd.**

Ausbaugröße: 23 000 EW

Abwassermenge:  $Q_d = 5\,820\text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_m = 530\text{ m}^3/\text{h}$

Membranfläche:  $15\,840\text{ m}^2$  (Plattenmodule Fa. Kubota)

Inbetriebnahme: 2000

### **Kläranlage Säntis-Bergstation [16]**

Ausbaugröße: 900 EW

Abwassermenge:  $Q_d = 40\text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_m = 6,8\text{ m}^3/\text{h}$

Membranfläche:  $140\text{ m}^2$  (Hohlfasermodule Fa. Zenon)

Inbetriebnahme: 2000

### **Kläranlage St. Peter ob Judenburg**

Ausbaugröße: 1 500 EW

Abwassermenge:  $300\text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_m = \text{--}\text{ m}^3/\text{h}$

Membranfläche:  $945\text{ m}^2$  (Hohlfasermodule Fa. Mitsubishi)

Inbetriebnahme: 2001

### **Kläranlage Biochemie GmbH./Kundl**

Ausbaugröße: Teilausbau

Abwassermenge:  $Q_d = 1\,200\text{ m}^3/\text{d}$ ,  $Q_m = 65\text{ m}^3/\text{h}$

Membranfläche:  $3\,680\text{ m}^2$  (Hohlfasermodule Fa. Zenon),  
 $720\text{ m}^2$  (Plattenmodule Fa. Kubota)

Inbetriebnahme: 1999

## Literaturverzeichnis

- [1] ÖWAV-Arbeitsbehelf Nr. 30, Informationen zum Membranbelebungsverfahren, Wien, 2002
- [2] ÖWAV-Regelblatt 406, Begriffe der Membrantechnologie, Wien, 2002
- [3] Hegemann, W. et al.: Einfluss der Verfahrenstechnik auf die Eliminierung ausgewählter Estrogene und Xenoestrogen in Kläranlagen – ein BMBF Verbundprojekt, GWF Wasser-Abwasser 143, Nr. 5, 2002
- [4] Arbeitsbericht ATV-DVWK IG 5.4, Kunst, S. et al.: Endokrin wirksame Substanzen in Kläranlagen, KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall (49) Nr. 11, 2002
- [5] Krauth, Kh.: Untersuchungen zum Ersatz der Nachklärung durch Membranfiltration in der kommunalen Abwasserreinigung bei stark variablen Zulaufverhältnissen auf der Kläranlage Immenstaad des Abwasserverbandes Lipbach-Bodensee, Schlußbericht Teil 2 Ergebnisse der wasserchemischen Untersuchungen, Universität Stuttgart, Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Stuttgart, 1998
- [6] Arbeitsbericht ATV-DVWK IG 5.5, Cornel, P. et al.: Aufbereitung von Industrieabwässern und Prozeßabwässern mit Membranverfahren und Membranbelebungsverfahren, Teil 2: Aerobe Membranbelebungsverfahren, KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall (49) Nr. 11, 2002
- [7] Greil, K.H.: Membranbelebungsverfahren in der Industrie, Schriftenreihe des ÖWAV Heft 142, Membrantechnologie - Chancen und Grenzen, Wien, 2001
- [8] EU-Badegewässer-Richtlinie 76/160/EWG: Richtlinie des Rates der Europäischen Gemeinschaft über die Qualität der Badegewässer vom 8.Dezember 1975
- [9] Hiekel, S., Merkel, W., Overath, H.: Bewertung der Einleitung von Kläranlagenabläufen in kleine Fließgewässer nach der EG-Badegewässer-Richtlinie, GWF Wasser-Abwasser 143, Nr. 11, 2002

- [10] Günder, B.: Rheologische Eigenschaften von belebten Schlämmen und deren Einfluß auf die Sauerstoffzufuhr, Korrespondenz Abwasser (46), Nr. 12, 1999
- [11] Wagner, M., Cornel, P., Krause, St.: Messung und Auswertung des Sauerstoffeintrags in Reinwasser und unter Betriebsbedingungen in Membranbelebungsanlagen, GWF Wasser-Abwasser 142, Nr. 4, 2001
- [12] Wagner, M., Cornel, P., Krause, St.: Sauerstoffeintrag und  $\alpha$ -Wert in Membranbelebungsanlagen, KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall (48), Nr. 11, 2001
- [13] Stein, S.: mündliche Information, 2003
- [14] Rosenberger, S., Kubin, K. Kraume, M.: Rheologie von Belebtschlamm in Membranbelebungsreaktoren, Chemie Ingenieur Technik (74) Nr. 4, 2002
- [15] Zastrow, P.: Ausbau einer kommunalen Kläranlage mit getauchten Membranen, WLB Wasser, Luft, Boden 1-2/2001
- [16] Mörgeli, B.: Abwasserreinigung und Schlamm Entsorgung – Neue Technologie am Beispiel der Säntis-Bergstation, gwa 3/2000

Korrespondenz an:

DI Karl Heinz Greil  
Biochemie GmbH.

Biochemiestr. 10  
A-6250 Kundl

Tel. +43-5338-200-2749

Mail: karlheinz.greil@gx.novartis.com

# Betriebsprobleme mit Druckbelüftungssystemen

Wilhelm Frey \*; Christian Thonhauser \*\*

\* Ingenieurkonsulent für Maschinenbau, Leobendorf

\*\* Institut für Geochemie, Universität Wien

**Kurzfassung:** Es werden Ursachen für Probleme mit Druckbelüftungssystemen und mögliche Abhilfemaßnahmen aufgezeigt. Viele Betriebsprobleme sind auf steigenden Druckverlust der Belüfterelemente zurückzuführen. Der Anstieg des Druckverlustes wird durch Ablagerungen auf der Membran und/oder in den Membranporen hervorgerufen. Die Einflussgrößen auf die Bildung von verstopfenden Ablagerungen in Belüfterporen werden besprochen. Anhand von Beispielen wird die mechanische und chemische Reinigung von Belüfterelementen gezeigt. Als Maßnahme zur Reinigung von Belüftungsmembranen wird das Fluten der Rohrleitungen mit einer Zweikomponenten-Reinigungslösung vorgestellt.

Auf manchen Anlagen beeinflussen sich Belüftung und Umwälzaggregate stark negativ, so dass nur eine geringe Sauerstoffzufuhr erreicht wird und/oder keine ausgeprägte Umlaufströmung auftritt. Einige Zusammenhänge werden dargestellt und anhand eines Praxisbeispiels die Größenordnung des Ertüchtigungspotentials aufgezeigt.

Bei der Installation von Belüftungssystemen ist für qualitätssichernde Maßnahmen nur wenig Spielraum vorhanden (Kosten!). Speziell im Bereich gleichbleibender Produktqualität von Belüfterelementen besteht hier Handlungsbedarf. Beobachtungen aus der Praxis zeigen bestehende Schwachpunkte auf.

**Keywords:** Belüfter; Druckanstieg; Druckbelüftung; Druckverlust; Kieselsäure; Membranbelüfter; Verstopfung; Reinigung; Sauerstoffzufuhr; Silizium; Umlaufströmung; Walzenströmung

## 1 Einleitung

Von einem Belüftungssystem erwartet man, dass

- Die Mikroorganismen ausreichend mit Sauerstoff versorgt werden.
- Der Beckeninhalt gut durchmischt und Ablagerungen vermieden werden.
- Die verursachten Kosten möglichst gering sind.

Werden die gestellten Forderungen nicht oder nur teilweise erfüllt, so spricht man von Betriebsproblemen. Eine Beschreibung des Anforderungsprofils an Belüftungssysteme findet man bei v.d.EMDE (1968 und 1980).

## 2 Druckverlust

Eine wesentliche Voraussetzung für die störungsfreie Funktion einer Belebungsanlage ist ein verstopfungssicheres Belüftungssystem, das im laufenden Betrieb keinen kontinuierlichen Druckanstieg aufweist.

In der Abbildung 1 ist das Gebläse und der Rohrleitungsverlauf schematisch dargestellt.  $P_0$  ist der aktuelle Luftdruck.  $P_1$  ist der Differenzdruck (gegen den aktuellen Luftdruck) vor der Gebläsestufe, er stellt den Druckverlust der saugseitigen Einbauten dar.  $P_2$  ist der Differenzdruck nach der Gebläsestufe und  $P_3$  ist der Differenzdruck nach der Gebläsestation (z. B. an der Beckenkrone). Der Druck  $P_4$  ist der Druck im Verteilrohrsystem am Beckenboden gemessen an der Entwässerungsleitung. Er enthält die Druckverluste des Rohrsystems an der Beckensohle, den Austrittsdruckverlust der Belüfter und den hydrostatischen Druck. Die vom Gebläse aufzubringende Drucksteigerung ist  $P_2 - P_1$ .

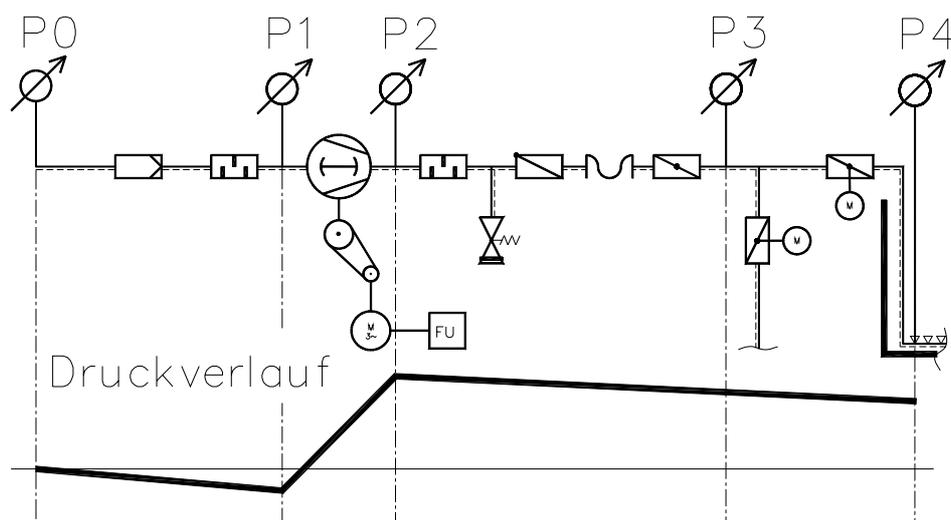


Abbildung 1: Gebläse- und Rohrleitungsschema

Bei ausgeführten Anlagen findet man häufig Messgeräte für  $P_1$  und  $P_2$ . Die Genauigkeit ist aber in der Regel schlecht. Auf jeder Anlage mit einem Druckbelüf-

tungssystem sollte zumindest ein mobiles Druckmessgerät ( $\pm 0,1 \text{ kPa} = \pm 1 \text{ hPa} = \pm 1 \text{ mbar}$ ) zur Überprüfung der Druckverhältnisse zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme und der laufenden Kontrolle der Drücke vorhanden sein

**Hinweis:** Die Druckmessungen sind nur aussagefähig, wenn ein definierter Luftvolumenstrom eingestellt und die Wassertiefe im Belebungsbecken gemessen wurde!

Üblicherweise liegen die saug- und druckseitigen Verluste in den Rohrleitungen und Armaturen jeweils bei  $1,0 - 5,0 \text{ kPa}$ . Der Druckverlust in den Belüfterelementen ist vom eingesetzten Belüfertyp und der Luftbeaufschlagung abhängig. Im Neuzustand bei mittlerer Luftbeaufschlagung ist mit Druckverlusten der Belüfterelemente in der Größenordnung von  $2,0 - 7,0 \text{ kPa}$  zu rechnen.

In den letzten Jahren sind vermehrt Fälle bekannt geworden, wo die Drücke deutlich von den Sollwerten abgewichen sind. Die Ursachen waren:

- ungünstig gestaltete Ansaugluftführungen
- mangelhafte Konstruktionen der Saugseite der Gebläse (Schalldämpfer)
- schlechte Montage und Funktion von Rückschlagklappen und Absperrarmaturen auf der Druckseite
- Detailprobleme bei der Verrohrung zu den Belüftern
- Wasser in den Rohrleitungen
- Alterung von Membranen
- verstopfte Belüfterelemente

Die Behebung von Problemen im Bereich der Gebläse ist jedenfalls dem Gebläsehersteller anzulasten und gestaltet sich mitunter aufwendig.

Erhöhte Verluste in den Rohrleitungen und Armaturen treten verhältnismäßig selten auf und sind auch technisch behebbar.

Das größte und teilweise ungelöste Problem sind Materialveränderungen der Membranen und verstopfte Belüfterporen.

### 3 Verstopfte Belüfter

Dass feinblasige Belüfter aus „starrporösem“ Material während der Einsatzdauer einen steigenden Druckverlust aufweisen ist seit langem bekannt (EPA 1989, KELLER 1982). Durch die Anwendung einer intermittierenden Betriebsweise werden auf vielen Anlagen sogenannte Membranbelüfter eingesetzt. Als Grundmaterial kommen Elastomere unter anderem EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Terpolymer), PU (Polyurethan) und Silikon zum Einsatz.

Wie Beobachtungen in den letzten Jahren gezeigt haben, treten auch bei Belüftern aus Elastomeren, zum Teil nach kurzer Betriebszeit (wenige Wochen), deutlich erhöhte Druckverluste auf. Der Betrieb der Kläranlage wird je nach Umfang der Verstopfungen mehr oder weniger stark beeinträchtigt. Folgende Auswirkungen wurden beobachtet:

- Es tritt ein höherer Gegendruck der Belüfter auf, der einen erhöhten Energieverbrauch für die Belüftung verursacht.
- Überlastete Verdichter fallen aus und der Luftvolumenstrom muss reduziert werden.
- Die Belüfterelemente sind beschädigt. Die Schädigung reicht von überdehnten bzw. gerissene Membranen bis zu verformten bzw. gebrochenen Grundkörpern.

#### 3.1 Bekannte Einflussgrößen auf den Druckverlust

**Porengröße:** Der Druckverlust eines Belüfterelementes wird durch die Größe der Poren in der Membran bestimmt. Ein Anstieg des Differenzdrucks kann entweder durch gleichmäßige Bildung von verstopfenden Ablagerungen in allen Poren oder durch vollständiges Zuwachsen eines Teiles der Membranporen hervorgerufen werden. In der Praxis treten beide Effekte gleichzeitig auf.

**Partikel in der Luft:** Verstopfungen feinblasiger Druckbelüftungssysteme durch Partikel die mit dem Luftstrom transportiert werden trifft man heute nur noch selten an. Ursache können Korrosionsprodukte aus den Rohrleitungen und Fasern aus den Luftfiltern sein. Auf den mir bekannten Anlagen mit Belüfterverstopfungen war dieser Beitrag vernachlässigbar gering bis nicht feststellbar.

**Veränderungen des Membranmaterials:** Es ist bekannt, dass nach einigen Jahren Betrieb ein Verlust von Zuschlagstoffen (z. B. Weichmacher) und den damit einhergehenden Veränderungen der Materialeigenschaften (z.B. Zugfestigkeit, Reißdehnung, IRHD, etc) auftreten kann. Wird das Membranmaterial „fester“, so ist für die selbe Größe der Pore (=Dehnung) eine größere Kraft und damit ein höherer Differenzdruck erforderlich. In den Fällen wo innerhalb weniger Wochen ein deutlicher Druckanstieg beobachtet wird, der nicht zum Stillstand kommt, ist von der Bildung verstopfender Ablagerungen an der Membran und/oder in den Poren der Membran auszugehen.

**Mikroorganismen - EPS (Extrazelluläre Polymere Substanz):** Es wird auch die Theorie verfolgt, dass durch bestimmte Mangelerscheinungen (Sauerstoff, Nährstoffe, ....) vermehrt sogenannter „Zwischenraumschleim“ - EPS gebildet wird, der in der Folge die Poren verklebt (WAGNER 2001). Bei den von den Autoren untersuchten Anlagen konnte dieses Phänomen bisher nicht beobachtet werden.

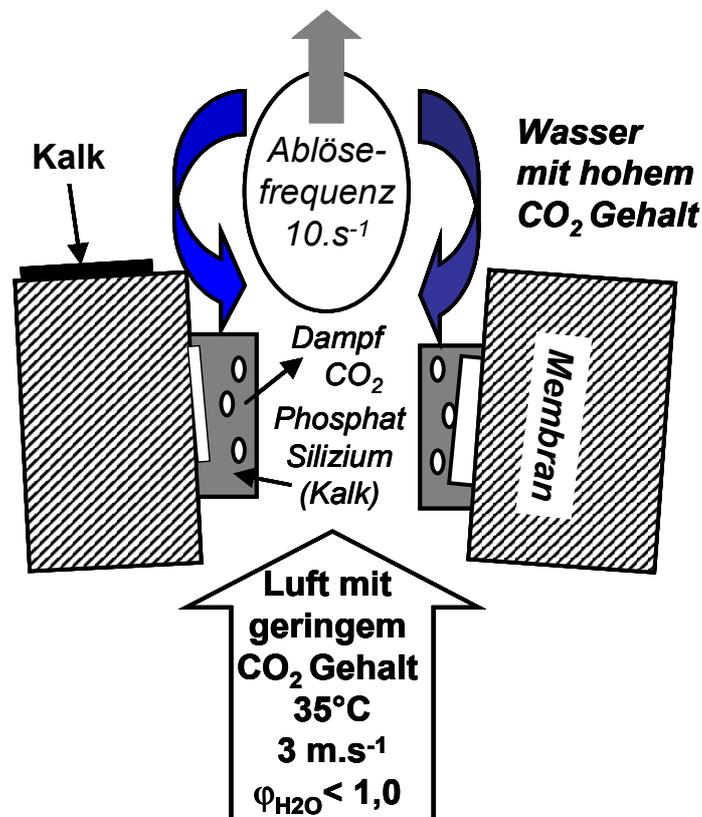


Abbildung 2: Schema zur Bildung von Ablagerungen in Membranporen

**Kalk–Kohlensäure–Gleichgewicht:** Das Abwasser-Belebtschlammgemisch hat durch die Aktivität der Mikroorganismen einen hohen Gehalt an Kohlendioxid. Die Luft aus der Pore hat einen sehr geringen Kohlendioxidgehalt. Beim ersten Kontakt Luft - Wasser tritt nun örtlich ein rascher Transport von  $\text{CO}_2$  aus dem Wasser in die Luft auf, wodurch der pH-Wert steigt und die Löslichkeit von Kalziumcarbonat sinkt. Unter der Annahme, dass während der Blasenablösung immer eine kleine Menge Wasser in die Poren eindringt und die Porenwände mit Belebungsbeckeninhalt benetzt sind, tritt die Abscheidung von Kalk bereits in den Membranporen auf. In der Abbildung 2 ist dieser Vorgang schematisch dargestellt.

### 3.2 Neu erkannte Einflussgrößen auf den Druckverlust

Die beobachteten Druckanstiege von Membranbelüftern sind durch mineralische Ablagerungen in den Membranporen verursacht. In fast allen Fällen findet sich hauptsächlich Phosphor und Silizium aber praktisch keine organische Substanz. Das Besondere an den Ergebnissen der Untersuchungen ist, dass sich die gefundenen Elemente eigentlich unter den in Abwasseranlagen herrschenden Verhältnissen nicht ablagern dürften. Folgende Punkte sind daher wesentlich, wenn man Untersuchungen zur Bildung verstopfender Ablagerungen durchführt.

**Zustandsgrößen der Luft:** Unter den in unseren Breiten üblichen Ansaugbedingungen der Luft ist in der Regel davon auszugehen, dass die Luft in den Rohrleitungen nicht mit Wasserdampf gesättigt ist. Modellrechnungen ergeben sogar eine geringe relative Luftfeuchtigkeit der Luft beim Austritt aus der Membran. Die Luft hat daher ein Trocknungspotential, wodurch eine Aufkonzentrierung der gelösten Stoffe im Feuchtigkeitsfilm an den Porenwänden erfolgt. Sind Stoffe in einer Konzentration im Wasser enthalten, die schon nahe ihrer Sättigungskonzentration liegt, so kann es zur Bildung von verstopfenden Ablagerungen kommen. Selbstverständlich hat auch hier der pH-Wert einen Einfluss auf die Vorgänge.

Im Rahmen der Untersuchungen für ein spezielles Projekt (Anlage OMV) wurde die Luftfeuchte in der Belüfterpore näherungsweise berechnet. In der Abbildung 3 sind die Resultate für unterschiedliche Ansaugbedingungen zusammengestellt.

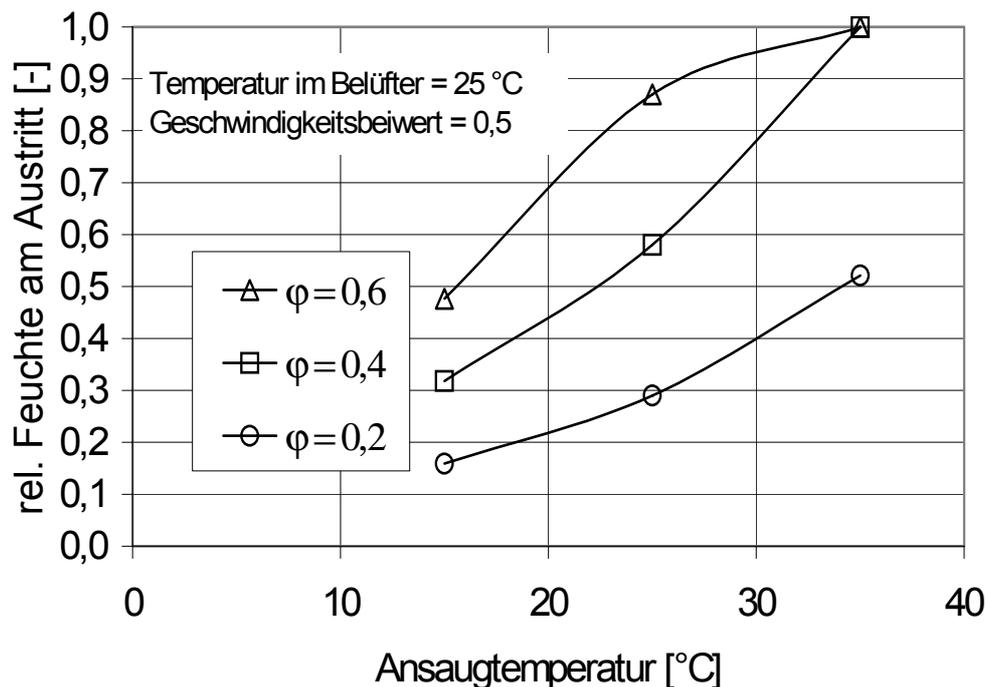


Abbildung 3: Relative Feuchte am Porenaustritt in Abhängigkeit der Ansaugtemperatur und der Luftfeuchte für einen mittleren Geschwindigkeitsbeiwert

Wie man erkennt, ist die Luft am Porenaustritt nur bei höherer Ansaugtemperatur und höherer Ansaugfeuchte gesättigt.

**Löslichkeitsprodukt:** Im Wasser gelöste Stoffe können bei Überschreiten des Löslichkeitsproduktes zu festen Ablagerungen führen. Auf Basis der bisherigen Beobachtungen ist anzunehmen, dass

- die Stickstoffparameter ( $\text{NH}_4\text{-N}$ ,  $\text{NO}_3\text{-N}$ )
- die Chemikalien die zugegeben werden (z. B. Fällmittel)
- und der pH-Wert

von Bedeutung sind. In einigen untersuchten Fällen wurde Kieselsäure als hauptverantwortlich für die verstopfenden Ablagerungen identifiziert. Leider haben alle bisherigen experimentellen Versuche und Berechnungen auf Basis von experimentellen und thermodynamischen Löslichkeitsprodukten keine Klärung der tatsächlichen Vorgänge in den Poren ergeben.

**Elektrisch geladene Partikel:** Wie Laborversuche gezeigt haben, ist in manchen Fällen in Rohrleitungen und Belüfterelementen mit elektrostatischen Aufladungen zu rechnen. In der wässrigen Phase liegt beispielsweise Kieselsäure auch als Kolloid vor. Treffen unterschiedlich geladene Teilchen aus dem Wasser

und der Luft im Bereich der Membranporen aufeinander, sind Ausscheidungen und damit die Bildung verstopfender Ablagerungen die Folge. Derzeit laufen halbtechnische Versuche auf einer Industrieabwasserreinigungsanlage, mit dem Ziel Methoden zu erproben, Ausscheidungen und Ablagerungen durch elektrische Ladungen zu verhindern.

### 3.3 Reinigung und Vorbeugung von Belüfterverstopfungen

Grundsätzlich ist zwischen Reinigungsmethoden bei denen das Belebungsbecken außer Betrieb genommen werden muss, und jenen, wo der Anlagenbetrieb aufrechterhalten werden kann, zu unterscheiden. Die Verfahren mit entleertem Becken können weiter aufgetrennt werden in solche, wo die Belüfter ausgebaut werden und solche, wo die Belüfter nicht ausgebaut werden müssen. Detaillierte Informationen über unterschiedliche Reinigungsmethoden findet man in EPA (1989).

„Konventionelle“ Verstopfungen (z. B. Kalkausfällungen) können mit einer **Säuredosierung** (Ameisensäure, Essigsäure) bekämpft werden (BRETSCHER, HAGER 1983). In manchen Fällen, wenn der Druckanstieg nur langsam fortschreitet, kann es genügen eine Säuredosierung in größeren Zeitabständen als Wartungsmaßnahme, vorzusehen. Auf manchen Anlagen wird, auch vorbeugend, laufend Säure in den Luftvolumenstrom dosiert. Die Methode versagt jedoch bei nicht säurelöslichen Verbindungen (z. B. Kieselsäure).

Die Methode durch **starke Luftbeaufschlagung**, und der damit verbundenen starken Dehnung, Ablagerungen abzusprengen (ATV 1997) wird verbreitet eingesetzt, ist aber nicht immer erfolgreich.

Ein Hersteller von Belüfterelementen gibt für sein Produkt ein **Entspannungsprogramm** vor mit dem ein Druckanstieg verhindert werden soll. Hierbei werden die Belüfterelemente periodisch mit großer Luftbeaufschlagung betrieben und anschließend der Druck im Rohrleitungssystem rasch auf Umgebungsdruck abgesenkt, so dass die Membranen ganz zusammenfallen können. Auf manchen Anlagen konnte damit eine Verbesserung erzielt werden. Beim Einsatz dieser Methode ist jedenfalls auf das Regelkonzept der Anlage, die Reinigungsleistung der Anlage und die Kosten, die durch den veränderten Betrieb der Gebläse entstehen, zu achten.

Guten Erfolg bringt die **mechanische Reinigung** mit einem Hochdruckreinigungsgerät. Vor der Reinigung muss das Becken bis zu den Belüftern entleert werden. Die Belüfter können eingebaut bleiben und werden mit Luft beaufschlagt. Nun wird die Oberfläche mehrmals mit einem Hochdruckwasserstrahl überstrichen. Wichtig ist, dass mit einer **Dreckfräse** gearbeitet wird. Bei leistungsstarken Hochdruckreinigungsgeräten empfiehlt es sich die Belüfterelemente gering mit Wasser überdeckt zu lassen (z.B. 0,1 m).

### 3.3.1 Neue Methode zur Reinigung

Für den Fall, dass es nicht möglich ist das Becken zu entleeren und/oder andere Methoden nicht funktionieren wurde eine Methode zur Reinigung unter Vollbetrieb der Anlage entwickelt. Die Vorgangsweise ist ähnlich wie die in der Lebensmittel- und Getränkeindustrie eingesetzte „Cleaning in Process“ (CIP) Methode.

Dazu wird das Rohrleitungssystem mit einer auf die Ablagerungen abgestimmten Reinigungslösung gefüllt und über die Entwässerungsleitung wieder entleert. Die Reinigungslösung besteht in der Regel aus zwei Komponenten die in getrennten Behältern vorgelegt werden. Die Flüssigkeiten werden gleichzeitig z. B. über die Luftleitung in die Verrohrung am Beckenboden gepumpt. Anschließend wird mit der Druckluft die Mischung der Reinigungslösungen durch die Poren gedrückt. Dieser Vorgang wird mehrmals wiederholt um eine ausreichende Einwirkzeit zu erzielen. Die Reinigungslösung löst nicht nur Bestandteile der Ablagerungen, sondern unterwandert diese auch und sprengt Teile ab. Diese Wirkung wird durch Tenside und eine gasbildende Komponente der Reinigungslösung erreicht. Auch eingedrungene Biomasse (Schlamm) wird von der Reinigungslösung ab- und aufgelöst und kann so aus den Belüftern und Rohrleitungen entfernt werden.

In vielen Fällen sind keine zusätzlichen Installationen am Belüftungssystem erforderlich. Die Methode nutzt die bestehenden Anlagenteile wie die Falleitungen, die Entwässerungsleitungen und die Gebläse. Die Auswahl der Reinigungschemikalien kann so erfolgen, dass keine negativen Auswirkungen auf den Reinigungsprozess und/oder die Ablaufqualität befürchtet werden muss.

### 3.3.2 Überlegungen zu neuen vorbeugenden Maßnahmen

Die hier angesprochenen Methoden basieren auf den Überlegungen zu den Einflussgrößen zur Bildung von verstopfenden Ablagerungen.

**Luftbefeuchtung:** Durch Erhöhung der Luftfeuchte beim Durchtritt der Luft durch die Membranporen kann die Neubildung von verstopfenden Ablagerungen deutlich zu reduziert werden. Der Effekt beruht auf:

- Der Verringerung von elektrostatischen Aufladungen. Ist die relative Feuchte größer als 60% tritt praktisch keine Triboelektrizität mehr auf. Dadurch werden auch Ausfällungen durch die Entladung von Kolloiden im Bereich der Membranporen vermieden.
- Der Verhinderung des Austrocknens der Membranporen.
- Der Reduktion des Feuchtigkeitsaufnahmevermögens der Luft und damit auf der Veränderung von Löslichkeitsprodukten.

Der Einfluss der Luftfeuchte wurde schon vor Jahrzehnten erkannt (US Patent 2.689.714 aus 1954), die Aufgabe, das eingebrachte Wasser in die Gasphase überzuführen, wurde aber damals nicht gelöst. Bei der angewandten Methode erfolgt die Eindüsung in das Luftleitungssystem in Form von Aerosolen, so dass eine Änderung des Aggregatzustandes (flüssig – gasförmig) in 1-2 Sekunden erfolgt. Das eingedüste Wasser wird voll entsalzt und durch Verschneidung mit Rohwasser auf eine Leitfähigkeit von ca. 5  $\mu\text{S}/\text{cm}$  eingestellt. Wichtig ist die Tröpfchengrößenverteilung (Düsenauswahl; Druck) und die Eindüsungsstelle so zu wählen, dass auch bei dem am weitesten entfernten Belüfter noch feuchte Luft (relative Feuchte  $\varphi > 80\%$ ) ankommt.

**pH-Wert Optimierung:** Auf Basis der Analyse der verstopfenden Ablagerungen kann es vorteilhaft sein, den pH-Wert im Belebungsbecken so zu verändern, dass keine ungünstigen Konstellationen von Löslichkeitsprodukten auftreten. Speziell Kieselsäure, aber auch Eisen- und Aluminium-Ionen bilden pH abhängig Kolloide. Damit im Zusammenhang stehen wiederum Ausfällungen durch Entladung von Kolloiden.

**Kontrolle der Umladung von Kolloiden:** Bestimmte Kolloide spielen eine bedeutende Rolle bei Umladungsvorgängen. Der Mechanismus soll beispielhaft an Eisenhydroxid-Kolloiden erläutert werden. Eisenhydroxyd-Kolloide (entstehen z. B. bei der Phosphorfällung mit Eisensalzen) sind positiv geladen. Eine Entla-

dung und Ausfällung von Eisenhydroxid-Kolloiden durch negative Ionen (z.B. Chlorid, Nitrat) erfolgt nur in Gegenwart von nennenswerten Mengen an elektrisch passiven Ionen wie z. B. Ammonium. Die Anwesenheit von dreifach geladenen und kleinen Aluminium-Ionen dagegen bewahrt den kolloidalen (positiven) Zustand des Eisenhydroxids. Aus obigen Ausführungen ist ersichtlich, dass das Verhältnis Ammonium/Nitrat eine Rolle bei der Beurteilung des Verstopfungspotentials von Eisensalzen spielen könnte.

Aufgrund der komplexen Zusammenhänge bei kolloidalen Umladungsvorgängen und den ggf. daraus resultierenden Ausfällungen muss festgehalten werden, dass die Forschung hier am Anfang steht und noch keine gesicherten Erkenntnisse vorliegen.

### **3.4 Beispiele mechanische Reinigung**

Auf der Anlage AST traten sehr rasch relativ große Druckanstiege auf. Im ersten Betriebsjahr wurden die Belüfter einzelner Becken mittels Schmutzfräse behandelt. Bei einer mittleren Luftbeaufschlagung konnte der Druckverlust der Membran von 14.0 kPa vor der Reinigung auf 7.0 kPa nach der Reinigung gesenkt werden. Vom Hersteller wurde für die gewählte Luftbeaufschlagung der Druckverlust für einen neuen Belüfter mit ca. 6.5 kPa angegeben. Eine anschließend durchgeführte mikroskopische Untersuchung an der gereinigten Membran hat gezeigt, dass eine Restverschmutzung verbleibt, die die Neubildung von Ablagerungen unter Umständen beschleunigt (Rauigkeit der Oberflächen). Der Zeitaufwand für die Reinigung eines Beckens, ohne Entleeren und Befüllen, betrug einige Tage.

Durch den rasch steigenden Druckverlust der Membranen kommen die Turboverdichter an die Leistungsgrenze (Pumpbetrieb) und die erforderliche Sauerstoffversorgung kann nicht sichergestellt werden. Zurzeit laufen intensive Untersuchungen zur Entwicklung einer Präventivmaßnahme zur Verhinderung bzw. Verlangsamung der Bildung von verstopfenden Ablagerungen.

In der folgenden Tabelle sind die Daten der Anlagen, auf denen die Methode eingesetzt wurde, zusammengestellt.

Tabelle 1: Anlagendaten (Mechanische Reinigung)

	Anlagen- größe [EW]	Becken- volumen [m <sup>3</sup> ]	Belüftertype; Material	Anzahl Belüfter	Belüfter- fläche [m <sup>2</sup> ]	Industrie- anteil
Anlage AST	800,000	4 x 11,000 4 x 12,500	Platten 0,15 x 4,0 m Polyurethan	2600	1500	hoch
Anlage FEH	30,000	2 x 1400	Teller 300 mm EPDM	420	30	mittel
Anlage FEL	30.000	2 x 800	Platten 1,0 x 3,6 m Polyurethan	52	187	gering

Die Belüfterelemente auf der Anlage FEL waren ca. 10 Jahre im Einsatz und in dieser Zeit 2 mal mit einem Hochdruckreinigungsgerät (siehe Abbildung 4) gereinigt worden. Im Zuge des Ausbaues der Kläranlage wurden die Belüfterplatten getestet. Dazu wurde eine Platte entnommen und der Differenzdruck in Abhängigkeit des Luftdurchsatzes vor und nach der Reinigung ermittelt. Auch hier konnte der Druckverlust der Membran bei einer mittleren Luftbeaufschlagung von 14.0 kPa vor der Reinigung auf 7.0 kPa nach der Reinigung reduziert werden.



Abbildung 4: Plattenreinigung

An einem Tellerbelüfter der Anlage FEH wurde eine Testreinigung im ausgebauten Zustand durchgeführt. Die Abbildung 5 zeigt den Druckverlust in Abhängigkeit des Luftdurchsatzes vor und nach der Reinigung. Erst nachdem der Beweis der Wirksamkeit der Methode auch bei EPDM Tellerbelüftern erbracht war wurden alle Belüfter in beiden Becken gereinigt. Der Zeitaufwand für die Reinigung der Belüfterelemente beider Becken, mit Entleeren und Befüllen, betrug ca. 2 Tage.

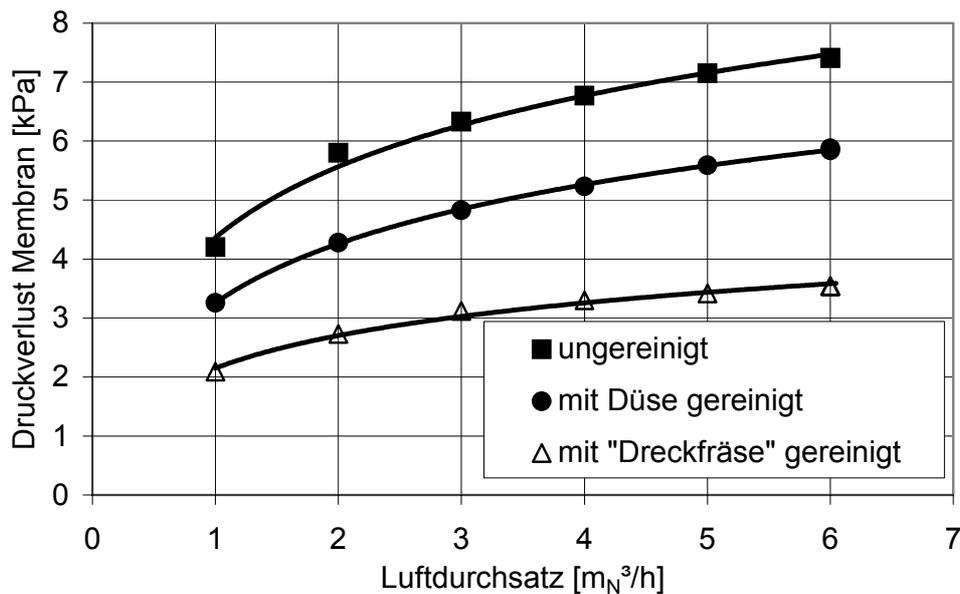


Abbildung 5: Druckverlust einer Membran der Anlage FEH in Abhängigkeit der Luftbeaufschlagung

### 3.5 Beispiele chemische Reinigung

Auf der Anlage IZM waren nicht alle Becken gleichzeitig in Betrieb gegangen. In den zu Beginn in Betrieb gesetzten Becken wurde nach ca. einem Jahr ein sehr unregelmäßiges Blasenbild beobachtet. Man konnte deutlich erkennen, dass an vielen Stellen große Luftmengen nicht durch die Belüfterporen ausgetreten sind. Bei einer Beckenleerung hat man festgestellt, dass viele Belüftermembranen aus den Halteringen geschlüpft waren. Nach Behebung der mechanischen Schäden wurde eine Reinigung bei entleertem Becken durchgeführt.

In der folgenden Tabelle 2 sind die Daten der Anlagen, wo die Methode eingesetzt wurde, zusammengestellt.

Tabelle 2: Anlagenbeschreibung Chemische Reinigung

	Anlagen- größe [EW]	Becken- volumen [m <sup>3</sup> ]	Belüftertype; Material	Anzahl Belüfter	Belüfter- fläche [m <sup>2</sup> ]	Industrie- anteil
Anlage IZM	4,000,000	12 x 28,000	Teller 300 mm EPDM	22,000	1500	hoch
Anlage AST	800,000	4 x 11,000 4 x 12,500	Platten 0.15x4.0 m Polyurethan	2600	1500	hoch
Anlage OMV	-	2 x 3700	Teller 220 mm EPDM	4500	180	100%
Anlage HEI	-	2 x 2500	Teller 300 mm EPDM	1360	100	100%

Die Abbildung 6 zeigt die Vorlagebehälter für die Reinigungsflüssigkeit und die Abbildung 7 zeigt das Ausströmen der Reinigungsflüssigkeit aus den Belüftern. Zur Überprüfung der Reinigungswirkung wurden Membranen entnommen und mit einer Elektronenstrahlmikrosonde untersucht.

Abbildung 6: Vorlagebehälter für  
ReinigungsflüssigkeitAbbildung 7: Ausströmen der  
Reinigungsflüssigkeit

In Abbildung 8 ist eine ungereinigte Pore zu sehen, man erkennt die verstopfenden Ablagerungen aus anorganischem Material (vor allem Silizium / Kieselsäure). Abbildung 9 zeigt eine Pore nach einer sauren Reinigung mit 1 molarer Salzsäure. Hier ist eindeutig eine Verbesserung zu erkennen, aber es sind auch

noch deutlich säureunlösliche Reste der verstopfenden Ablagerungen zu erkennen. Die letzte Abbildung 10 zeigt eine Pore nach Reinigung mit der alkalischen und oxidierenden Zweikomponenten-Reinigungslösung. Die Pore ist praktisch frei von verstopfenden Ablagerungen und der Druckverlust entspricht demjenigen einer unbenutzten Membran.

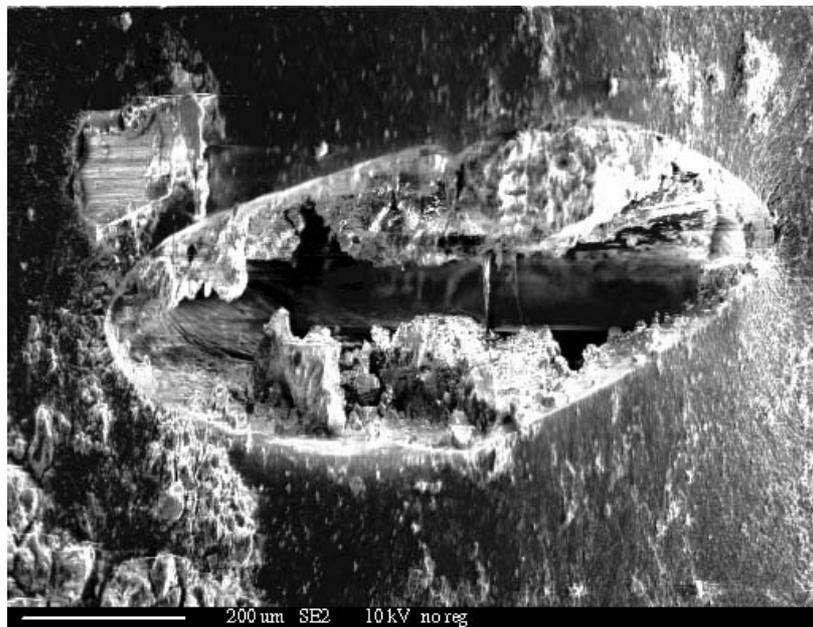


Abbildung 8: Ungereinigte Membranpore

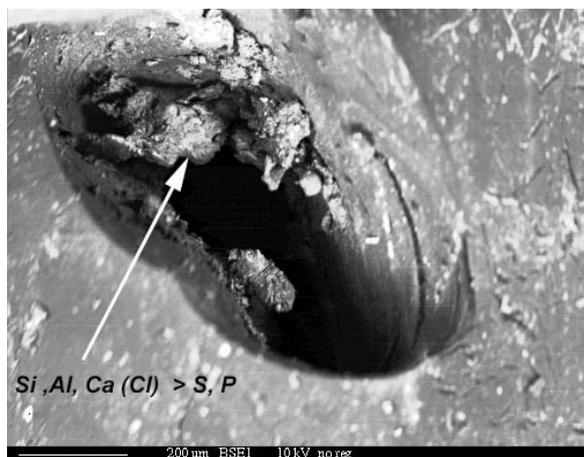


Abbildung 9: Sauer gereinigte Membranpore

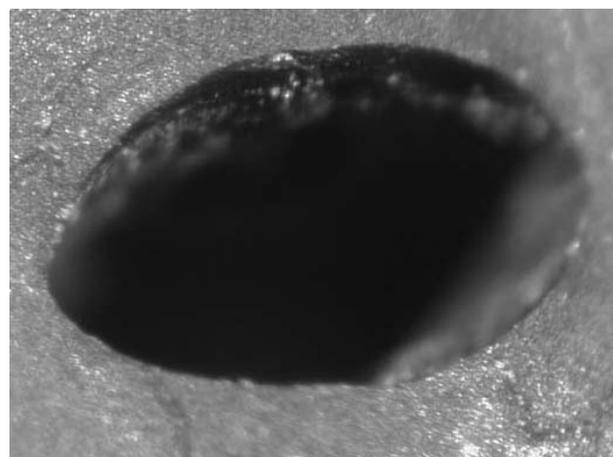


Abbildung 10: Alkalisch gereinigte Membranpore

Die Belüfter der noch intakten Becken der Anlage 1 konnten ohne Beckenleerung gereinigt werden. Durch das Fluten mit Reinigungslösung konnte bei einer Luftbeaufschlagung von ca.  $7 \text{ m}^3/(\text{Belüfter} \cdot \text{h})$  durchschnittlich eine Reduk-

tion des Druckes von 2.0 - 2.5 kPa erreicht werden. Zur Luftvolumenstrommessung wurde in die Rohrleitung eine Messstrecke eingebaut.

Aufgrund der auf der Anlage AST sehr rasch voranschreitenden Verstopfungen schien eine CIP Reinigung zunächst, wegen der vorhersehbaren kurzen Reinigungsintervalle, nicht anwendbar.

Wie schon bei den Beispielen der mechanischen Reinigung ausgeführt musste jedenfalls versucht werden den Anlagenbetrieb aufrecht zu erhalten. In dieser Zwangslage hat sich der Anlagenbetreiber dazu entschlossen eine chemische Reinigung auszuprobieren. Die vorangegangenen Untersuchungen hatten gezeigt, dass sowohl säurelösliche als auch alkalisch entfernbare verstopfenden Ablagerungen in den Poren vorhanden sind. Die Reinigung wurde daher mit einer alkalischen und einer sauren Reinigungslösung durchgeführt.

Die Einstellung des Luftvolumenstromes war mit den eingebauten Armaturen möglich. Bei einer Luftbeaufschlagung von  $20 \text{ m}_N^3/\text{m}^2/\text{h}$  ergaben sich die in Tabelle 3 zusammengefassten Differenzdrücke:

Tabelle 3: Druckverlust der gesamten Belüfterelemente vor und nach der chemischen Reinigung (Anlage AST); Luftbeaufschlagung von  $20 \text{ m}_N^3/\text{m}^2/\text{h}$

	Feld 1			Feld 2	
	vor der Reinigung	alkalisch gereinigt	alkalisch und sauer gereinigt	vor der Reinigung	sauer gereinigt
Druckverlust [kPa]	12.0	8.5	7.0	13.0	8.5
Reduktion [%]	-	29	42	-	35

Durch diese Maßnahme konnte eine „Nachdenkpause“ gewonnen werden.

Die Anlage OMV ist eine Industrieabwasserreinigungsanlage zur Entfernung von Rohölrückständen aus Bohrlochwasser. Auch hier ist man auf den hohen Druckverlust erst durch ein unregelmäßiges Blasenbild aufmerksam geworden. Eine Voruntersuchung hat gezeigt, dass eine alkalische Reinigung gut wirken sollte. Für die Druckmessungen wurde ein externes Gebläse an das Luftleitungssystem angeschlossen und der Luftvolumenstrom nur zu dem zu reinigenden

Feld geleitet. Durch das Fluten mit Reinigungslösung konnte eine Reduktion, des an der Entwässerungsleitung gemessenen Druckes, von 47.1 kPa auf 42.0 kPa bei einer Luftbeaufschlagung von ca. 2 m<sup>3</sup>/(Belüfter · h) erreicht werden.

Auch die Anlage HEI ist eine Industrieabwasserbehandlungsanlage. Das hier behandelte Abwasser stammt aus der Kunstfaserproduktion und weist eine außergewöhnliche Hydrochemie auf.

In Abbildung 11 sind die Druckverluste eines Belüfterelementes mit einer verstopften Membran der Kläranlage HEI nach ca. 4 Jahren Betrieb und die Druckverluste eines Belüfterelementes mit einer gereinigten Membran gegenübergestellt. Zum Vergleich ist auch der Druckverlust eines unbenutzten Belüfterelementes eingetragen.

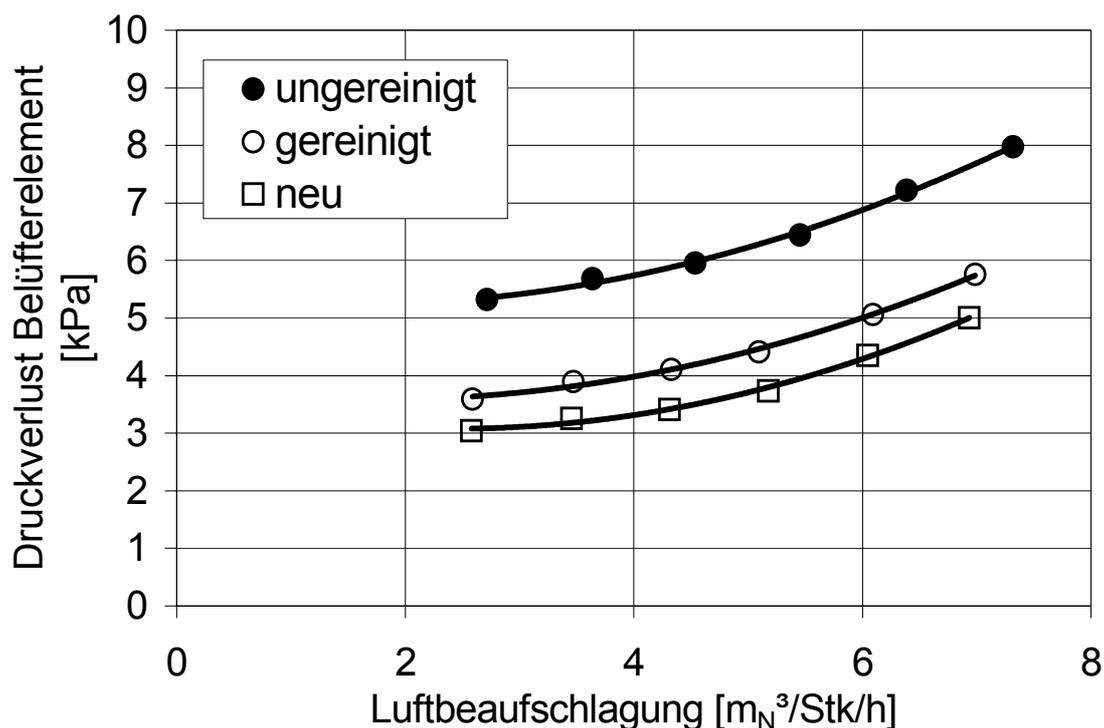


Abbildung 11: Druckverlust eines Belüfterelementes mit einer ungereinigten, einer gereinigten und einer unbenutzten Membran der Anlage HEI

### 3.6 Beispiele Luftbefeuchtung

Erst durch den Einsatz von sehr feinen Hochdruckdüsen ist es gelungen, das Wasser in Form von Aerosolen einzubringen, so dass es rasch in den gasförmigen Zustand übergehen kann. Die Eindüsung erfolgt auf der Anlage OMV in eine längs der Beckenkronen verlaufende Hauptleitung mit 80 m Länge von welcher die Falleleitungen in das Becken führen. Messungen haben gezeigt, dass es gelungen ist den Luftstrom zu so zu befeuchten, dass auch am Ende der Leitung praktisch Wasserdampfsättigung gegeben ist. Die folgenden Abbildungen zeigen den Aufbau der Befeuchtungseinheit. In Abbildung 12 ist die Hochdruckeinheit zu sehen, Abbildung 13 zeigt die Wasseraufbereitungsanlage und Abbildung 14 zeigt die Situation am Becken.



Abbildung 12: Hochdruckeinheit



Abbildung 13: Wasseraufbereitungsanlage



Abbildung 14: Eindüsung

Die Anpassung der Wassermenge an den Luftvolumenstrom erfolgt über zwei Düsengruppen. Jede Düsengruppe ist einem Gebläse zugeordnet. Schaltet das Gebläse ein wird ein Magnetventil geöffnet und die jeweilige Düsengruppe wird mit Hochdruckwasser versorgt. Die Veränderung des Wasserdurchsatzes in Abhängigkeit der Zustandsgrößen der angesaugten Luft erfolgt derzeit manuell. Dazu wird einmal täglich das Kondensat über die Entwässerungsleitungen abgezogen. Solange deutlich Kondensat anfällt und die Leitfähigkeit unter jener des Belebungsbeckens liegt wird nichts verändert. Fällt kein Kondensat an bzw. ist die Leitfähigkeit deutlich höher als jene im Belebungsbecken wird mehr Wasser eingedüst. Fällt sehr viel Kondensat an wird die Wassermenge reduziert. Die Veränderung der Wassermenge erfolgt über eine Überströmleitung an der Hochdruckpumpe.

Erste Ergebnisse nach ca. 5 Wochen Betrieb haben gezeigt, dass es gelungen ist die Bildung von verstopfenden Ablagerungen zu verzögern. In dem Belüfterfeld, mit Eindüsung von aufbereitetem Wasser, ist der Druck von 34.0 kPa auf 35.5 kPa angestiegen, während er sich in einem unbehandelten Referenzfeld von 34.0 auf 42.0 kPa erhöht hat.

Eine auf der Anlage AST betriebene Versuchsanlage, wo zwei Belüfterplatten mit deutlich unterschiedlicher Luftfeuchte betrieben wurden zeigte keinen signifikanten Unterschied im Druckverlust in Abhängigkeit der Luftfeuchte. Die Luftbeaufschlagung war im mittleren Bereich „angesiedelt“ und wurde konstant gehalten. Innerhalb weniger Wochen ist ein deutlicher Druckanstieg erfolgt. Das Ergebnis der Versuche hat gezeigt, dass durch Befeuchten des Luftstromes nicht gesichert ein Erfolg zu erzielen ist, bzw. es gibt noch weitere, derzeit unbekannte, Einflussfaktoren. Eine Erklärung für das unterschiedliche Verhalten fehlt zum gegenwärtigen Zeitpunkt.

Im Rahmen des Versuches wurden auch andere Produkte, bzw. Materialien getestet. Unter den gegebenen Versuchsbedingungen haben alle eingesetzten Belüfter einen vergleichbaren Druckanstieg während der Laufzeit gezeigt. In Tabelle 4 sind die Ergebnisse zusammengestellt.

Tabelle 4: Drücke der Versuchsbelüfter auf der Anlage AST

	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4
Belüfterform	Platte	Platte	Teller	Rohr
Belüftermaterial	Polyurethan	Polyurethan	EPDM	Silikon
Luftaufbereitung	Trocknung	Befeuchtung	keine	keine
Luftbeaufschlagung [ $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ]	45	45	65	29
Druckverlust am Anfang [kPa]	5,5	6,0	4,0	5,9
Druckverlust nach 6 Wochen [kPa]	9,5	10,0	6,5	9,5
Anstieg des Druckverlustes [%]	73	66	63	61

### 3.7 Wirtschaftliche Betrachtungen

Bei Problemen mit verstopften Belüftern empfiehlt es sich jedenfalls die Kosten für die geplanten Maßnahmen abzuschätzen und dem Nutzen gegenüberzustellen

In der Regel am einfachsten und schnellsten ist der Austausch der Belüftermembranen durchzuführen. Diese Maßnahme ist jedoch nur dann empfehlenswert, wenn die Belüfter beschädigt sind, bereits ein gewisses Alter (z.B. 3 Jahre) haben oder nur geringen Stückzahlen benötigt werden. Außerdem sollte sichergestellt sein, dass das vorhandene Problem damit gelöst werden kann und nicht in kurzer Zeit, auch mit den getauschten Belüftern, wieder auftritt.

Das Beaufschlagen der Belüfter mit hohen Volumenströmen und das „Entspannungsprogramm“ können in Einzelfällen (z.B. bei noch nicht ausgelasteten Anlagen) Zusatzkosten für die Druckluftherzeugung verursachen.

Die Reinigung von Belüftern mittels Säuredosierung ist in der Regel recht einfach und verursacht geringe Investitions- und Betriebskosten. Voraussetzung für die Anwendbarkeit ist, dass die Verstopfungen mit Säure aufgelöst werden können und dass die Materialbeständigkeit der mit der gewählten Säure in Kontakt stehenden Anlagenteile gewährleistet ist.

Das Befüllen der Luftleitungen mit Reinigungslösung bietet sich speziell bei großen Anlagen oder bei Anlagen, wo eine Entleerung nicht möglich ist an. Die Kosten für die erforderlichen Behälter, Pumpen und verbindenden Leitungen sind in der Regel gering. Die Kosten für die Reinigungslösung sind abhängig von den erforderlichen Komponenten (abhängig von der Art der Ablagerungen) der Reinigungslösung und dem zu befüllenden Rohrleitungsvolumen. Als Richtwert kann mit € 400,-- je Kubikmeter Reinigungslösung gerechnet werden. Jedenfalls sind chemische Voruntersuchungen zur Festlegung der Rezeptur der Reinigungslösung erforderlich bzw. in Hinblick auf eine Minimierung des Chemikalieneinsatzes sinnvoll.

Die Einbringung von aufbereitetem Wasser, in Form von Aerosolen in den Luftvolumenstrom, zur Verzögerung bzw. Verhinderung der Bildung verstopfender Ablagerungen befindet sich derzeit auf zwei Anlagen im Versuchsstadium. Die Investitionskosten für die Wasseraufbereitung und die Hochdruckanlage auf der Anlage OMV lagen bei ca. € 25.000,--, darin ist auch die Einbindung in das Prozessleitsystem der Anlage enthalten.

Der **Nutzen** der aus der Reduktion des Druckverlustes zu ziehen ist, liegt in geringeren Energiekosten für die Gebläse, in der geringeren Beanspruchung der Gebläse aber ganz wesentlich im **Gewinn an Betriebssicherheit** (kein Ausfall der Gebläse durch Überlast; keine beschädigten Belüfter).

Die Energiekostensparnis ist näherungsweise gleich dem prozentuellen Anteil der Druckerhöhung im Gesamtsystem. Am Beispiel der Kläranlage OMV wurde durch die Reinigung eine Reduktion von 47,1 auf 42,0 kPa erreicht. Daraus ergibt sich eine Reduktion des Gegendruckes von ca. 11 %, dementsprechend geht auch der Energieverbrauch der Belüftung um 11% zurück.

#### **4 Belüfteranordnung in Umlaufbecken**

Viele Anlagen werden heute mit Umlaufbecken ausgeführt. Dem Zusammenspiel Beckengeometrie – Belüfteraufteilung – Rührwerksposition wird in der Regel zu wenig Beachtung geschenkt (FREY 1998; 2002). Ziel muss es sein, dass mit möglichst geringer Rührwerksleistung Ablagerungen vermieden werden und eine, verfahrenstechnisch erwünschte, Umlaufströmung erzielt wird.

Gleichzeitig darf die Strömung die Sauerstoffzufuhr des Belüftungssystems nicht negativ beeinflussen.

Durch die eingeblasene Luft entsteht eine „Blasenwand“ die einen großen Strömungswiderstand darstellt. Auf vielen Anlagen werden zufolge der Forderung nach Mindestströmungsgeschwindigkeiten (z. B. 0,3 m/s) bei Luftbeaufschlagung große Rührwerksleistungen installiert. Im Mischbetrieb (Denitrifikation) treten dann mitunter hohe Strömungsgeschwindigkeiten ( $>1$  m/s) auf, die auch Schäden an den Einbauten (z. B. Belüfterelementen) verursachen können.

Seit Jahrzehnten ist bekannt, dass die sogenannte Linienbelüftung wegen der Ausbildung einer ausgeprägten Walzenströmung, die die Aufenthaltszeit der Luftblasen im Wasser verkürzt, eine deutlich geringere Sauerstoffzufuhr erbringt als die Flächenbelüftung. Werden nun in einem Umlaufbecken kurze Belüfterfelder eingesetzt, bzw. gibt es Bereiche, wo sich Walzenströmungen ausbilden können, so wird die Sauerstoffzufuhr, wie bei der Linienbelüftung, deutlich kleiner. Durch „Auseinanderziehen“ der Belüfterfelder, oder Einbau zusätzlicher Belüfterfelder, kann der Randwalzeneinfluss verringert und die Situation in der Regel entschärft werden.

Werden in ein Belebungsbecken mehr Belüfterelemente eingebaut und der Luftvolumenstrom nicht verändert, so sinkt der Luftvolumenstrom je Belüfter (die Luftbeaufschlagung). Bei sinkender Luftbeaufschlagung steigt die Sauerstoffausnutzung und damit die Sauerstoffzufuhr und der Sauerstoffertrag. Gleichzeitig wird auch der Luftvolumenstrom pro Quadratmeter Beckengrundfläche (in anderen Bereichen der Technik wird dieser Wert Leerrohrgeschwindigkeit genannt) reduziert. Durch die Reduktion der Luft pro Volumeneinheit wird der „Wandeffekt“, der die Umlaufströmung bremst, verringert.

Eine deutliche Reduktion der hydraulischen Verluste kann durch die (zusätzliche) Anordnung von Belüftern in einer Umlenkung erzielt werden. Dadurch kann, bei vergleichsweise geringer Rührwerksleistung, eine sehr ausgeprägte Umlaufströmung erreicht und die Ausbildung von Walzenströmungen reduziert oder verhindert werden.

## 4.1 Anwendungsbeispiel

Die Anlage THA hat zwei Umlaufbecken mit je 30 m Länge einer Fließbreite von 6 m und einer Wassertiefe von 6 m. Auf einer Langseite waren die Belüfter und auf der andern Seite die Rührwerke (2 x 1,8 kW) installiert. Die, nach der Fertigstellung durchgeführten, Sauerstoffzufuhrmessungen hatten eine viel zu kleine Sauerstoffzufuhr erbracht. In Tabelle 5 sind die Anlagenparameter und die Messergebnisse zusammengestellt.

Tabelle 5: Anlagenparameter und Messwerte

	Auslegung	vor Umbau	nach Umbau
Belüfteranzahl	210	210	433
Luftvolumenstrom [ $m_N^3/h$ ]	1160	1160	1160
Luftbeaufschlagung [ $m_N^3/m^2/h$ ]	138	138	67
Luftbeaufschlagung [ $m_N^3/Stk/h$ ]	5,5	5,5	2,7
Belegte Bodenfläche [ $m^2$ ]	60	60	144
Leerrohrgeschwindigkeit [ $m_N^3/m^2/h = m/h$ ]	19,3	19,3	8,1
Sauerstoffzufuhr [ $kg/h$ ]	105	78	118

Der optische Eindruck der Strömung war sehr schlecht, es traten extreme Rückströmungen auf. Ein Sanierungsversuch mit diversen Maßnahmen brachte nicht den gewünschten Erfolg. In einem zweiten Schritt wurden zusätzliche Belüfterelemente in eine Umlenkung eingebaut.

Der Erfolg der Maßnahme war schon anhand der Strömungsbildung nach dem Umbau sehr eindrucksvoll. Die Rückströmung war vollkommen verschwunden und es zeigte sich ein Blasenanstieg wie aus dem Lehrbuch. Die Sauerstoffzufuhrmessung hat deutlich gesteigerte Werte ergeben. Die Abbildung 15 zeigt links die Einbausituation im Original und rechts nach dem Einbau zusätzlicher Belüfterelemente.

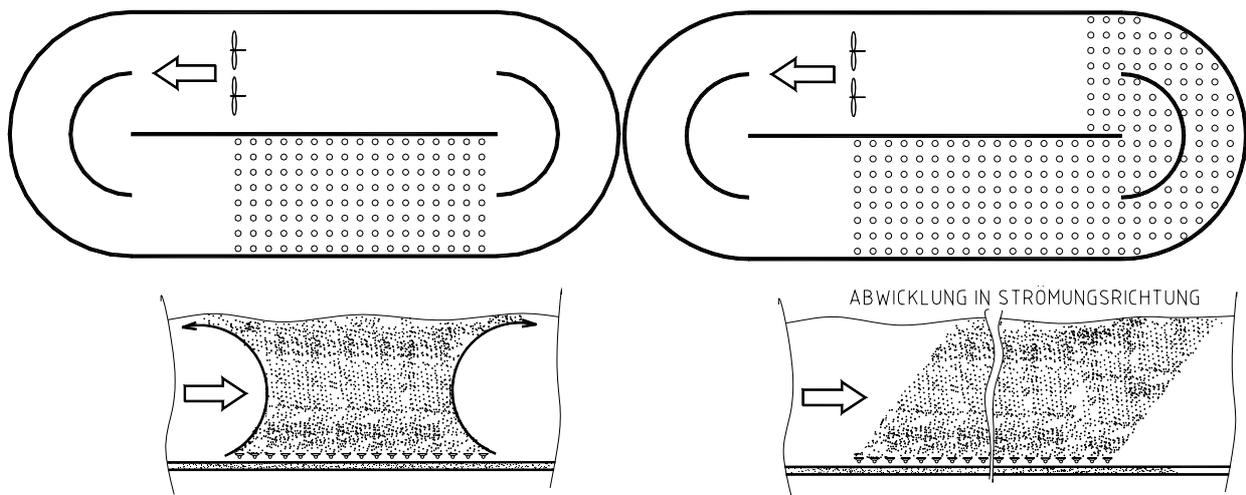


Abbildung 15: Belüfteranordnung und Strömungsbildung

Wegen einer fehlenden Absperrarmatur konnte der Fall, hohe Luftbeaufschlagung und alleiniger Betrieb der „neuen“ Belüfter in der Kurve, nicht getestet werden.

## 5 Qualitätskontrolle von Belüftungssystemen

Probleme mit Belüftungssystem treten auch dann auf, wenn die montierten Rohrleitungen, Armaturen oder die Belüfterelemente selbst Mängel haben. Beispiele für die auftretenden Unzulänglichkeiten sind:

- Ungünstigen Rohrleitungen und Armaturen (z.B. hohe Druckverluste; fehlender Längenausgleich; Resonanz – Lärmentwicklung; ...).
- Chargenunterschiede bei Belüfterelementen (z. B. ungleiche Drosseln – ungleichmäßige Luftverteilung; Abweichungen beim Membranmaterial – Dicke Lochung; ...).
- Nicht ausgereifte Belüfterkonstruktionen (z. B. Dauerfestigkeitsbrüche; Versagen von Haltekonstruktionen).

In Abbildung 16 sind die Druckverluste von Belüfterelementen die gleichzeitig in einem Becken der Kläranlage HEI eingebaut waren, dargestellt.

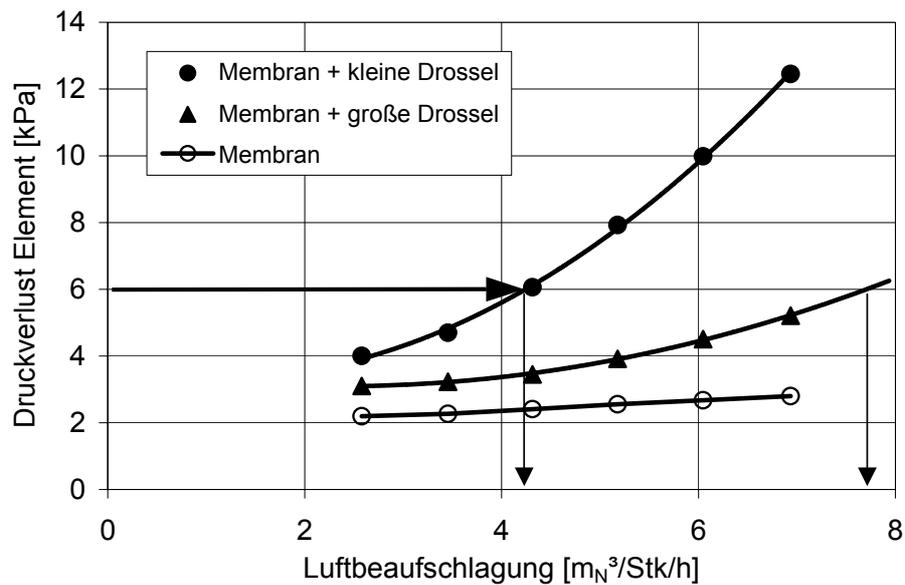


Abbildung 16: Druckverlust Belüfterelemente

Der Druckverlust eines Belüfterelementes setzt sich aus dem Druckverlust des Belüfterkörpers und dem Druckverlust der Membran zusammen. Bei gleichbleibendem Druck im Rohrsystem strömt durch das Belüfterelement mit kleinem Druckverlust in der Drossel deutlich mehr Luft und verursacht einen größeren Druckverlust an der Membran. Mit den üblicherweise durchgeführten Blasenbildkontrollen können solche Abweichungen nicht immer festgestellt werden.

Weiterführende Kontrollen wie z. B. stichprobenweise Materialprüfung (z.B. International Rubber Hardness Degrees – IRHD – nach DIN 53519 Teil 1; Reißfestigkeit; etc.) oder die Ermittlung des Druckverlustes neuer Belüfterelemente bzw. Membranen werden derzeit praktisch nicht vorgenommen. Im Fall eines unzulässigen Druckanstieges fehlen dann in der Regel die Bezugsgrößen um Veränderungen durch den Betrieb zu erkennen. Die von den Herstellern zur Verfügung gestellten Werte sind in der Regel Standardwerte die einmal festgestellt wurden, haben aber keine hohe Aussagekraft für die jeweilige, auf der Anlage eingesetzte Charge.

Es wird daher empfohlen, speziell bei größeren Anlagen, die angelieferten Belüfterelemente stichprobenweise zu untersuchen. Dadurch kann eine chargenübergreifende Qualitätssicherung betrieben werden. Abweichungen in der Konstruktion oder Materialqualität werden vor dem Einbau erkannt und es werden Daten als Bezugswerte für spätere Überprüfungen gesammelt.

## 6 Literatur

- ATV (1997): ATV Handbuch; Biologische und weitergehende Abwasserreinigung, 4 Auflage, Verlag Ernst & Sohn
- BRETSCHER U., HAGER W. H.(1983): Die Reinigung von Abwasserbelüftern, gwf 124, 1983, Heft 6
- EMDE v. d. W. (1968): Belüftungssysteme und Beckenformen, Münchner Beiträge, Bd.5
- EMDE v. d. W. (1980): Untersuchungen über Energieeinsparungen beim Belebungsverfahren, Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München, Nr.28, S.253-276
- EPA (1989): Design Manual „Fine Pore Aeration Systems“, Environment Protection Agency, EPA/625/1-89/023
- FREY W. (1998): Planung und Gestaltung von Belüftungssystemen; Wiener Mitteilungen Band 145; 1998
- FREY W. (2002): Betriebserfahrungen mit Belüftungssystemen, Informationsreihe Betriebspersonal Abwasseranlagen; KAN Folge 10
- KELLER U. (1982): Langzeitversuche mit verschiedenen Druckbelüftern und mit Luftmengenregulierung der ARA Altenrhein; Verbandsbericht Nr.: 216, 1982, Verband Schweizer Abwasserfachleute
- US Patent (1954): Method and Apparatus for Preventing the Clogging of Diffuser Media. United States Patent 2,689,714
- WAGNER M. (2001): Neue Tendenzen bei der Belüftungstechnik; WAR Schriftenreihe Band 134; Seite 1-29

Dipl.-Ing. Dr. Wilhelm Frey  
Ingenieurkonsulent für Maschinenbau  
Abwassertechnische Ausbildung und Beratung  
Leobendorf / Hofgartenstraße 4/2  
A-2100 Korneuburg  
Telefon : ++43 (0) 2262 68 173  
Fax: ++43 (0) 2262 66 385  
e-mail: aab.frey@aon.at

Mag. Christian Thonhauser  
Institut für Geochemie  
Universität Wien  
Althanstraße 14  
A-1090 Wien  
Telefon : ++43 (0) 1 869 41 82 - 18  
Fax: ++43 (0) 1 888 37 39  
e-mail: christian.thonhauser@univie.ac.at

# Modellunterstützte Optimierung der simultanen Nitrifikation – Denitrifikation

Stefan Lindtner, Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU Wien

**Kurzfassung:** Um der Forderung eines möglichst flexiblen Betriebes von Abwasserreinigungsanlagen gerecht werden zu können, müssen dem Betreiber weitgehende Eingriffsmöglichkeiten bei der Betriebsführung ermöglicht werden. Die Verfahrensoptimierung unter Betriebsbedingungen stellt, vor allem bei einer großen Anzahl an Einstellmöglichkeiten, ein zeitliches Problem dar und ist aufgrund der sich ändernden Einflussgrößen (Temperatur, Abwasserzusammensetzung,...) auch im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit großen Unsicherheiten behaftet. Es bietet sich die Optimierung mit Hilfe der dynamischen Simulation an. In diesem Beitrag wird die modellunterstützte Optimierung einer Anlage mit simultaner Nitrifikation-Denitrifikation am Beispiel der RKL Linz-Asten vorgestellt. Bei der Erweiterung der Kläranlage Linz-Asten wurde ein Planungskonzept gewählt, das im wesentlichen vier Verfahrensvarianten ermöglicht. Neben diesen grundsätzlichen Varianten ist es möglich, einen Anteil des vorgeklärten Abwassers direkt in die 2. Belebungsbeckengruppe einzuleiten. Neben der Entscheidung welche der Verfahrensvarianten die besten Resultate liefert, wurde auch untersucht, wie die Regler parametrisiert werden müssen um bei möglichst geringem Energieeinsatz eine optimale Reinigungsleistung zu erzielen.

**Key-Words:** Dynamische Simulation, Nitrifikation, Denitrifikation, Stickstoffentfernung, Regelstrategien für Belebtschlammanlagen

## 1 Allgemeines

Es wird immer wieder (richtigerweise) gefordert, dass ein flexibler Betrieb der Abwasserreinigungsanlagen möglich ist. Diese Flexibilität führt zu mehr Eingriffsmöglichkeiten in die Steuerung und Regelung, aber natürlich auch dazu, dass der Betreiber vermehrt Entscheidungen über die beste Einstellung der Anlage treffen muss. Um optimale Ergebnisse hinsichtlich Abwasserreinigung und Wirtschaftlichkeit zu erzielen, muss die Steuerung, basierend auf länger-

fristigen Auswertungen von Trends und Erfahrungen immer wieder angepasst werden.

Grundsätzlich kann bei konventionellen einstufigen Belebungsanlagen im wesentlichen nur über den Überschussschlammabzug und die Sauerstoffzufuhr in den Reinigungsprozess eingegriffen werden. Bei vielen Anlagen, auch einstufigen, gibt es aber noch viele andere Einstellungsmöglichkeiten die einen entscheidenden Einfluss auf die Steuerung und natürlich auch auf das Reinigungsergebnis haben. Beispielhaft sei nur die Frage erwähnt, ob ein Parallel- oder Seriellbetrieb mehrerer Belebungsbecken günstiger sei oder welche Bereiche bzw. Becken belüftet werden sollen.

Prinzipiell können natürlich alle sinnvollen Einstellungsmöglichkeiten praktisch ausgetestet werden, allerdings muss dabei jede Betriebsweise ausreichend lange untersucht werden, damit auch etwaige Änderungen der Biozönose miterfasst werden. Um dies zu erreichen wird üblicherweise ein Zeitraum von zumindest drei Schlammalter angenommen, also zumeist mehr als ein Monat.

Um Einstellungen vergleichen zu können müssten die Zulaufqualität und -fracht, aber vor allem auch die Temperatur gleich sein bzw. sich in gleichem Maße ändern. Auf diese Größen hat man keinen Einfluss, daher wird dies in der Praxis kaum erreichbar sein oder nur nach sehr langer Zeit. Besonders für den Winterbetrieb lassen sich in einem Jahr in der Regel nur zwei Einstellungen austesten. Der für viele Anlagen interessanteste Zeitraum, der Abfall der Temperatur zu Beginn des Winters oder der Anstieg der Belastung zu Saisonbeginn (Tourismus) tritt überhaupt nur einmal im Jahr auf.

Nicht zuletzt ist natürlich auch zu berücksichtigen, dass bei jeder Einstellung die Ablaufgrenzwerte einzuhalten sind, was dazu verleitet, dass sobald eine „halbwegs vernünftige Betriebsweise“ gefunden wurde, keine weiteren Experimente mehr durchgeführt werden.

Für die Beurteilung verschiedener Einstellungen und Betriebsweisen bietet sich der Einsatz dynamischer Simulationsmodelle an. Ein Modell kann anhand weniger Einstellungen, bei denen die Umgebungsbedingungen nicht gleich sein müssen, kalibriert werden. Danach können im Modell Betriebsweisen, Reglereinstellungen usw. geändert werden und die Simulationsergebnisse bei gleichen Vorgaben (Zulauf-, Temperaturganglinie...) über einen langen

Zeitraum (am besten ein Jahr) verglichen werden. Die heute anerkannten Modelle, die im wesentlichen alle auf dem ASM No1 der IWA basieren, lassen hinreichend genaue Aussagen über die Konzentrationen der Stickstoffverbindungen im Ablauf zu. Sofern die Anlage im Modell dementsprechend aufgebaut wird, lassen sich vor allem auch Aussagen über Schalthäufigkeiten und Lastanforderungen von Aggregaten und Regelorganen machen. Unter Berücksichtigung aller Ergebnisse erhält man eine Entscheidungsbasis, ob eine Einstellung generelle Vorteile bringt oder unter bestimmten Betriebsbedingungen (z.B. Sommer-, Winterbetrieb) günstiger ist und im praktischen Betrieb ausgetestet werden soll.

Sinnvoll ist es, die dynamische Simulation bereits für die Entwicklung des MSR-Konzeptes heranzuziehen. Auch unter Verwendung der Standardwerte für die kinetischen und stöchiometrischen Parameter lassen sich ausreichend genaue Aussagen über die Lastanforderungen an Aggregaten und Regelbereiche machen.

In diesem Beitrag soll die Vorgangsweise für eine modellunterstützte Optimierung der simultanen Nitrifikation – Denitrifikation am Beispiel der RKL Linz-Asten vorgestellt werden.

## 2 Die RKL Linz-Asten

Die biologische Stufe der Regionalkläranlage Linz-Asten wurde in den Jahren 1999 bis 2001 an den Stand der Technik angepasst. Dabei wurde ein Verfahrenskonzept gewählt, das eine wesentlich breitere Palette an Möglichkeiten der Prozesssteuerung erlaubt, als bei vielen einstufigen Belebungsanlagen. In Tabelle 1 sind die Bemessungsfrachten zusammengefasst.

Tabelle 1: Bemessungsfracht Zulauf Biologie

CSB ( t/d )	80
BSB <sub>5</sub> ( t/d )	36
TKN ( t/d )	11,2
Ges.P ( t/d )	1,84

In Abbildung 1 ist die Anlage schematisch dargestellt. Sie besteht aus 2 vorgeschalteten Selektoren mit je  $3.500 \text{ m}^3$ , danach einer Belebungsbeckengruppe bestehend aus 4 BB mit je  $12.000 \text{ m}^3$  und einer weiteren Belebungsbeckengruppe aus 4 BB mit je  $11.000 \text{ m}^3$ . Bei beiden Beckengruppen können jeweils zwei Becken parallel oder in Serie betrieben werden. Die Selektoren können sowohl aerob als auch anoxisch/anaerob betrieben werden, die Belebungsbecken sind mit jeweils 4 abschaltbaren Belüfterfeldern ausgestattet. Zusätzlich wurde eine „Step feed“ Betriebsweise ermöglicht, bei der ein bestimmter Anteil des vorgeklärten Abwassers direkt in die 2. Belebungsbeckengruppe geleitet wird. Dadurch wird die Trockensubstanz in den vorgeschalteten Belebungsbecken erhöht, woraus ein um ca. 15 % höheres Gesamtschlammalter resultiert.

Eine detailliertere Beschreibung der Anlage findet sich bei SCHWEIGHOFER (2001).

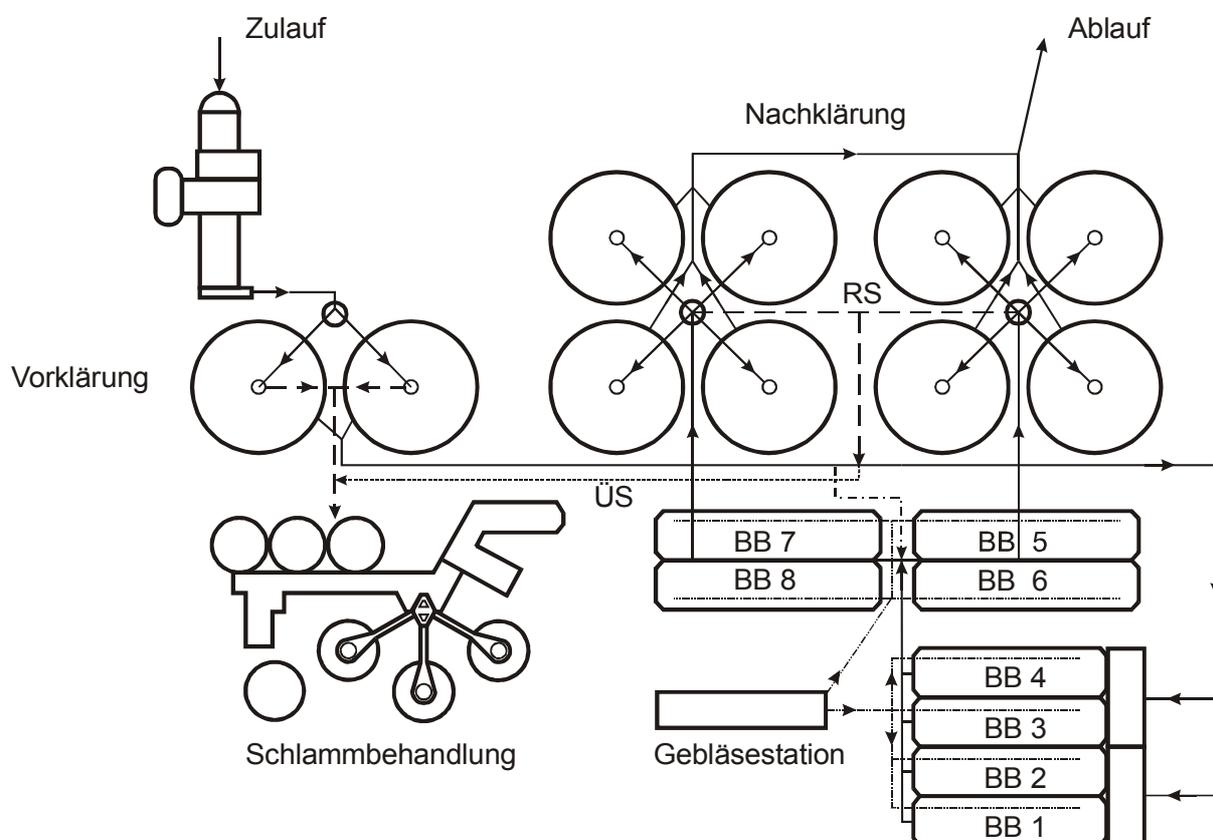


Abbildung 1: Anlagenschema KA Linz-Asten

Bereits für die Entwicklung eines MSR-Konzeptes wurde als erster Schritt ein mathematisches Simulationsmodell auf Basis gängiger Belebtschlamm- sowie Nachklärbeckenmodelle und deren Implementierung in ein geeignetes Simulationsprogramm durchgeführt.

Nach Festlegung des grundsätzlichen Regelkonzeptes wurde mit Hilfe der Simulation geklärt, an welchen Stellen im System die Messwertaufnehmer (Sauerstoffmessung, Luftmengenmessung, Ammoniummessung,...) positioniert werden sollen. Außerdem musste die genaue Anzahl und Art der Stellorgane für die Sauerstoffzufuhr bestimmt, sowie die Luftaufteilung auf die Belebungsbecken festgelegt werden.

Anschließend wurde das erstellte Simulationsmodell hinsichtlich der zu verwendenden Parameter an den Betriebsergebnissen der fertig gestellten und in Betrieb genommenen Anlage kalibriert. Letztlich wurden mehrere mögliche Verfahrensvarianten mit Hilfe der dynamischen Simulation bei unterschiedlichen Betriebs- und Lastzuständen getestet.

### 3 Beschreibung der Regelstrategien der Belüftungseinrichtung

#### 3.1 Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch

Wird in einer Zone auf eine konstante Sauerstoffkonzentration (Sollwert) belüftet, so ist die dafür notwendige Luftmenge abhängig von der Atmung. Mit zunehmender Atmung wird die insgesamt benötigte Luftmenge ( $= Q_L$  ges.) ansteigen, um die Sauerstoffkonzentration konstant zu halten. Bis zu einer festgelegten Beaufschlagung ( $= \max B$ ) wird nur ein Feld belüftet.

Wird diese maximale Beaufschlagung überschritten, so öffnet die Luftklappe zum nächsten Belüfterfeld (Feld 2) und teilt die Luft auf zwei Felder auf, bis  $2 * \max B$  überschritten wird. Nach dem Überschreiten von  $3 * \max B$  wird auch das vierte Feld belüftet. Übersteigt die  $O_2$ -Konzentration den  $O_2$ -Sollwert, wird die Luftmenge verringert und das Abschalten der einzelnen Belüfterfelder erfolgt nach den selben Kriterien wie das Zuschalten.

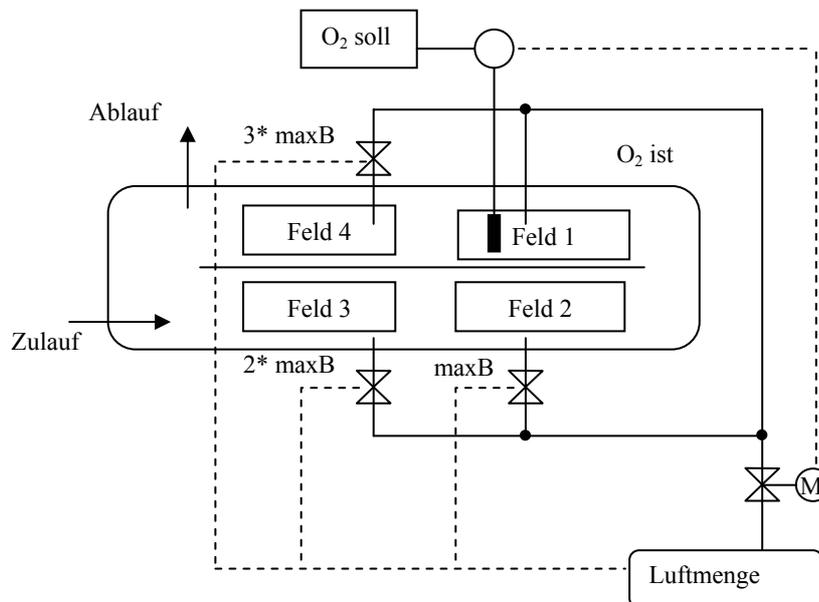


Abbildung 2: Schema eines Umlaufbeckens mit Steuerung der Nitrifikation/Denitrifikation nach dem Sauerstoffverbrauch

Wählbare Größen bei dieser Regelung sind die maximale Beaufschlagung  $\max B$  und der  $O_2$ -Sollwert. Die Ermittlung von  $\max B$  erfolgt am besten im Zuge der Einfahrphase einer Anlage bzw. näherungsweise mit Hilfe der dynamischen Simulation. Die maximale Beaufschlagung wird grundsätzlich durch die Kohlenstoffgrundatmung bestimmt und muss regelmäßig angepasst werden. Die Kohlenstoffgrundatmung ist abhängig von der mittleren (über mehrere Tage) CSB-Belastung und der Temperatur. Sie ändert sich nur langsam, so dass eine „manuelle“ Nachjustierung möglich ist.

Außerdem darf  $\max B$  die mechanisch zulässige Belastung der Belüfter nicht überschreiten.

Als Grundlage für diese Anpassung im Betrieb dienen die im Zuge der Eigenüberwachung gemessenen  $NH_4-N$  und  $NO_3-N$ -Ablaufkonzentrationen. Es ist auch möglich, die Temperatur im Belebungsbecken in die Regelung einzubeziehen, oder ein Expertensystem in die Regelung einzubinden.

Regelungstechnisch betrachtet handelt es sich einerseits um einen Regelkreis, der die Sauerstoffkonzentration im konstant belüfteten Feld auf einem frei wählbaren Sollwert hält. Aus dem Vergleich des Sollwertes mit dem Istwert wird eine Regeldifferenz und in weiterer Folge eine Stellgröße für die Ansteuerung des Regelschiebers gebildet.

Andererseits ist die für das Konstanthalten der Sauerstoffkonzentration im kontinuierlich belüfteten Feld erforderliche Luftmenge maßgebend für das Zu- bzw. Wegschalten der weiteren Belüfterfelder. In diesem Schaltkreis ist  $\max B$  frei wählbar. Außerdem sollte es möglich sein  $\max B$  in Abhängigkeit der Temperatur im Becken automatisch zu verändern  $\max B = f(\text{Temperatur})$ .

### **3.2 Regelung nach der $O_2$ -Konzentration bei Überschreiten eines $NH_4-N$ Schwellenwertes**

Aufgrund der zu erwartenden Hemmung der Nitrifikation, wird beim Überschreiten eines einstellbaren Ammoniumwertes im Ablauf von der in Kapitel 3.1 beschriebenen Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch in eine Regelung nach der Sauerstoffkonzentration umgeschaltet. Damit ist auch beim Ausfall der Luftmengenmessung eine redundante Regelung verfügbar.

Beim Auftreten einer Hemmung wird von den Nitrifikanten weniger Sauerstoff verbraucht. Demzufolge würde trotz ansteigender Ammoniumkonzentration im Ablauf das belüftete Volumen nicht vergrößert werden.

Bei einem Anstieg der Ammoniumkonzentration im Ablauf über einen frei wählbaren Wert, wird daher von einer Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch auf eine Regelung nach der Sauerstoffkonzentration umgeschaltet. In diesem Fall werden alle vier Felder mit Luft beaufschlagt und ein ebenfalls frei wählbarer Sollwert durch Verstellen des Blendenregulierschiebers angestrebt. Der O<sub>2</sub> - Istwert wird aus dem Mittelwert aller vier Sauerstoffsonden im jeweiligen Becken ermittelt.

Die Entscheidung, ob nach dem Sauerstoffverbrauch oder nach der Sauerstoffkonzentration geregelt wird, ist von der Ammoniumkonzentration im Ablauf der bestehenden Belebungsbecken abhängig. Jene Ammoniumkonzentrationen, die für die Umschaltung maßgebend sind, können für die vier Becken jeder Straße unterschiedlich sein.

## **4 Modellierung der RKL Linz-Asten sowie der Regelstrategie**

### **4.1 Grundlagen der Modellierung**

Für die dynamische Simulation der unter Pkt. 3.1 und 3.2 beschriebenen Regelstrategien wurde das in Abbildung 3 dargestellte Verfahrensschema der Kläranlage im Modell abgebildet. Aus Gründen der Rechengenauigkeit wurden alle Volumina im Maßstab 1:100 verkleinert. Außerdem wurde die Simulation auf eine Straße beschränkt.

REGIONALKLÄRANLAGE LINZ-ASTEN  
 GENERELLES VERFAHRENSSCHEMA BIOLOGIE

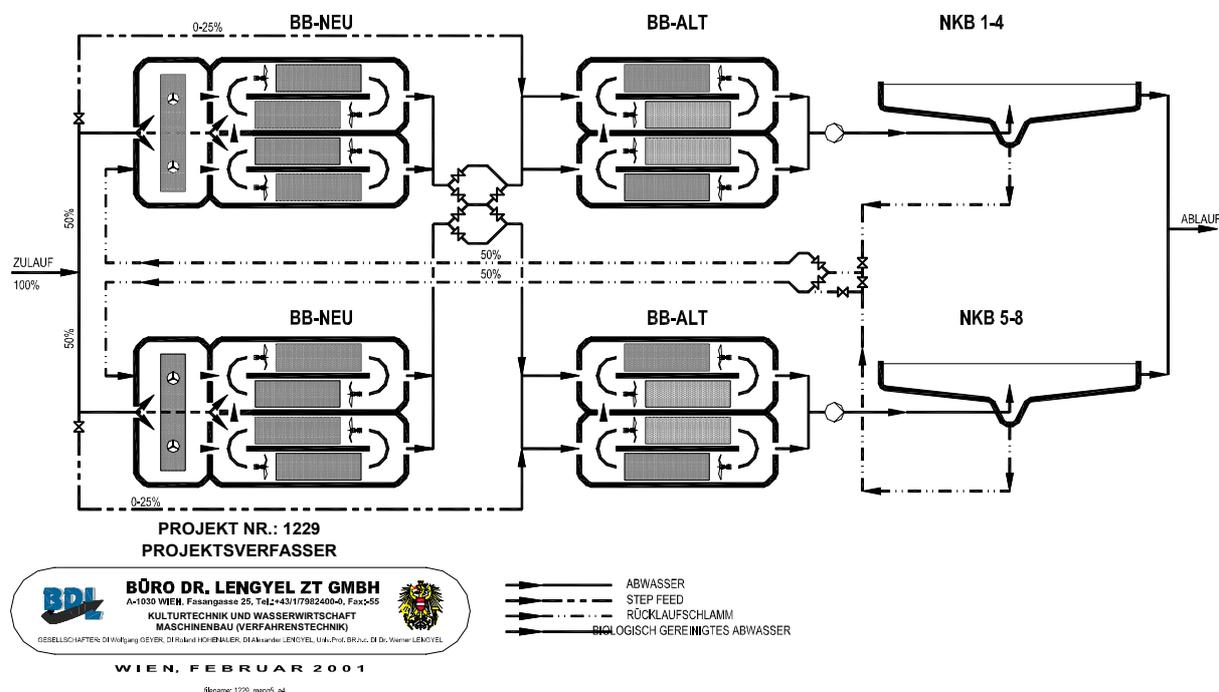


Abbildung 3: Verfahrensschema der Regionalkläranlage Linz-Asten

In Tabelle 2 sind die der Modellierung der Becken zugrunde liegenden Daten zusammengefasst.

Tabelle 2: Daten der Belebungsbecken

<i>(Alle Angaben je Becken)</i>	Selektor	Belebungsbecken NEU	Belebungsbecken ALT
Beckenvolumen	3.500 m <sup>3</sup>	12.000 m <sup>3</sup>	11.000 m <sup>3</sup>
Wassertiefe	7,4 m	7,4 m	7,4 m
O <sub>2</sub> -Eintrag in Reinwasser	950 kg/h	1020 kg/h	940 kg/h
Belegte Bodenfläche	492 m <sup>2</sup>	800 m <sup>2</sup>	900 m <sup>2</sup>
Belüftbares Volumen	3.500 m <sup>3</sup>	5.920 m <sup>3</sup>	6.660 m <sup>3</sup>

## 4.2 Modellierung der Umlaufbecken

Eine Schwierigkeit bei der Abbildung der RKL Linz Asten als Modell besteht darin, dass im verwendeten Programm ausschließlich volldurchmischte Becken dargestellt werden können. Die Umlaufbecken wurden daher als sieben in Serie durchflossene, vollständig durchmischte Becken modelliert. Das belüftbare Volumen wurde in vier Becken unterteilt. Sowohl der Ein- und Ablaufbereich als auch der Bereich der Umlenkung werden jeweils in Form eines nicht belüfteten Beckens dargestellt.

Der Abbildung 4 kann einerseits eine schematische Darstellung des Umlaufbeckenmodells entnommen werden und andererseits ist die grafische Darstellung des Umlaufbeckenmodells im Simulationsprogramm ersichtlich.

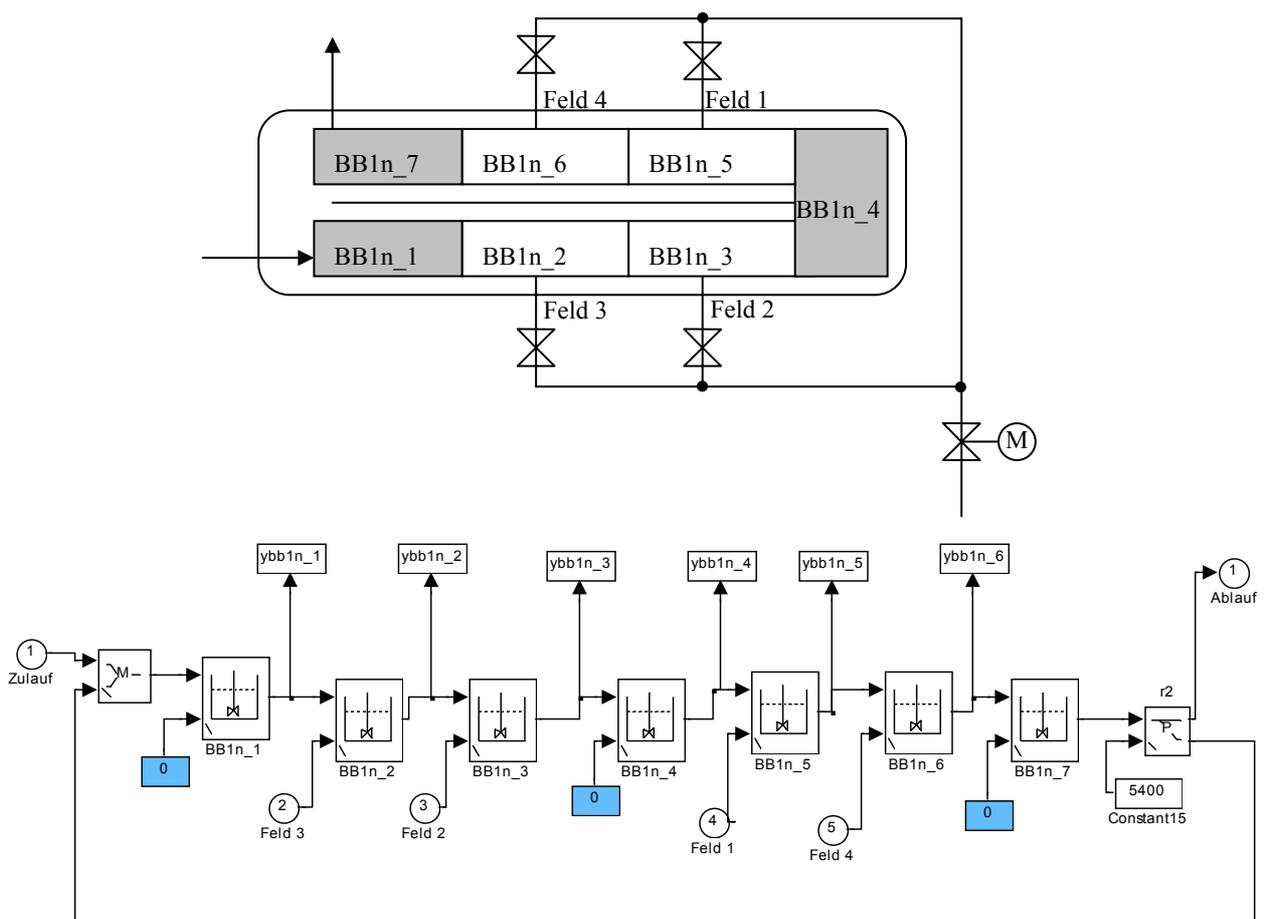


Abbildung 4: Darstellung des Umlaufbeckenmodells

### 4.3 Modellierung der Sauerstoffverbrauchsregelung

Im Modell besteht die Sauerstoffverbrauchsmessung im wesentlichen aus drei Komponenten:

1. der Messstelle zur Ermittlung des  $O_2$  – Istwertes
2. dem PI-Regler, welcher die Stellgröße liefert
3. der Luftverteilung

Es wird die Sauerstoffkonzentration im Becken BB1n\_5 (in der Realität entspricht dies dem Belüftungsfeld 1) gemessen und einem PI Regler zugeführt. In diesem Baustein wird die gemessene Sauerstoffkonzentration (=Istwert) mit einem Sollwert verglichen und daraus eine Regeldifferenz berechnet. Der eigentliche PI-Regler wandelt die Regeldifferenz in eine Stellgröße um und führt sie der Luftverteilung zu. Im Block Luftverteilung werden die einzelnen Felder in Abhängigkeit der Luftmenge (=Stellgröße) beaufschlagt.

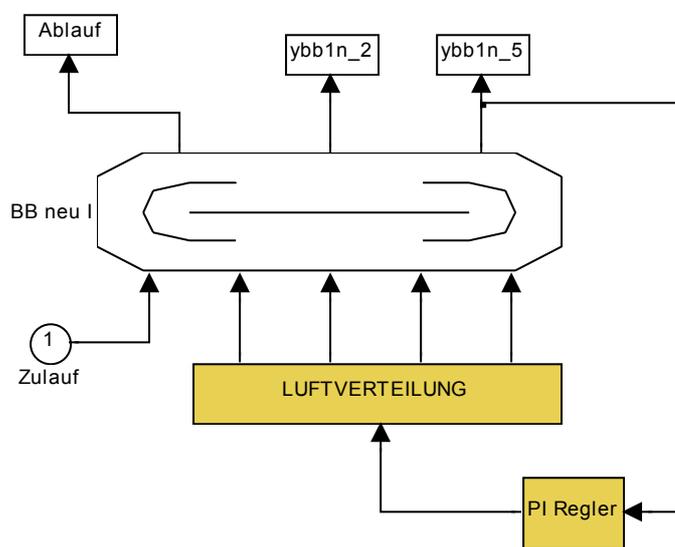


Abbildung 5: Blockschaltbild des Sauerstoffverbrauchsreglers

Eine detaillierte Darstellung des Schaltprinzips der Blöcke „PI Regler“ und „Luftverteilung“ kann der Abbildung 6 entnommen werden. Als Parameter des Blockes „PI Regler“ können einerseits der P- und I-Anteil des Reglers selbst und

andererseits ein Sollwertes des Sauerstoffgehalts eingegeben werden. Der Sollwert muss für jedes Becken frei wählbar sein.

Im Block „Luftverteilung“ muss jene Beaufschlagung (=maxB) eingestellt werden, bei der das jeweils nächste Feld zu- bzw. abschaltet.

Da die Wachstumsrate der nitrifizierenden Bakterien mit der Temperatur abnimmt, muss bei niedrigen Temperaturen das aerobe Volumen, bei gleicher Belastung größer sein als bei hohen Temperaturen. Es ist daher erforderlich, den Parameter maxB mit abnehmender Temperatur zu verringern.

#### **4.4 Modellierung des Sauerstoffkonzentrationsreglers**

Für die Regelung nach der Sauerstoffkonzentration ist neben der Messstelle im Becken BB1n\_5 (=Belüftungsfeld 1) auch eine Messstelle im Becken BB1n\_2 (=Belüftungsfeld 3) vorgesehen. Für beide Messstellen sind jeweils zwei Sauerstoffsonden vorgesehen. Als Istwert wird bei einer Regelung nach der Sauerstoffkonzentration der Mittelwert der vier O<sub>2</sub>-Sonden gebildet. Der Sollwert wird im Block „P Regler“ vorgegeben. Der Vergleich Sollwert – Istwert ergibt die Regeldifferenz, welche verstärkt am Ausgang des Blockes „P Regler“ ausgegeben wird (=Stellgröße).

Bei der Regelung eines Umlaufbeckens nach der Sauerstoffkonzentration sind alle vier Luftklappen offen, die ermittelte Stellgröße teilt sich auf die vier Felder auf.

Die Regelung nach der Sauerstoffkonzentration wird nur dann aktiviert, wenn eine frei wählbare Ammoniumkonzentration im Ablauf der bestehenden Umlaufbecken überstiegen wird. Die Umschaltung von Sauerstoffverbrauchsregelung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung kann für jedes der vier Umlaufbecken bei einer beliebigen Ammoniumkonzentration erfolgen.

Die Parametrierung der beiden Blöcke „P Regler“ und „Schalter“ beschränkt sich auf die Festlegung des Sollwertes für die Sauerstoffkonzentration und auf die Einstellung der Ein- und Ausschaltpunkte des Schalters.

Abbildung 6 zeigt ein detailliertes Blockschaltbild der beschriebenen Regelstrategien für ein Umlaufbecken. In Abbildung 7 wird das Kläranlagenmodell im Gesamtüberblick grafisch dargestellt.

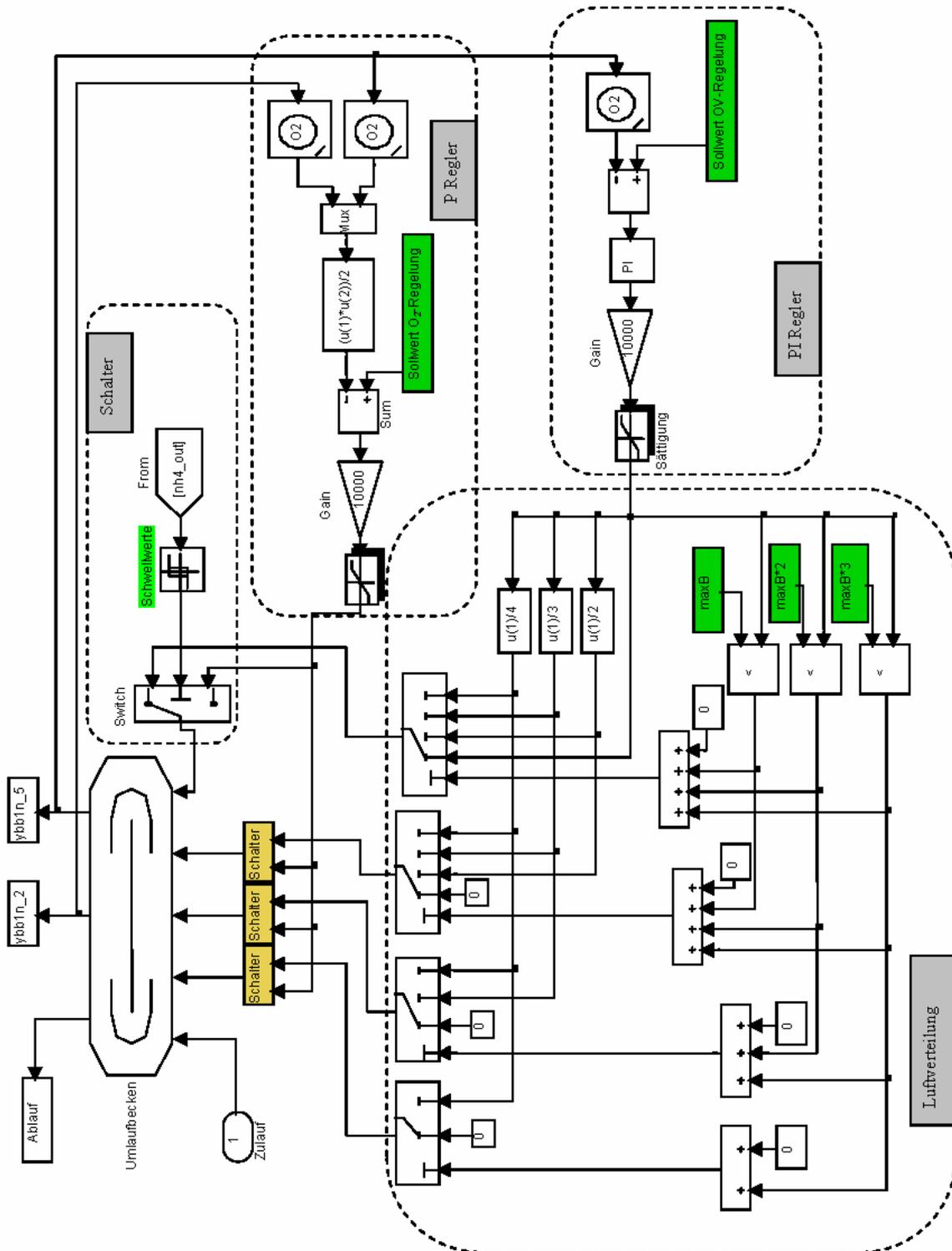


Abbildung 6: Blockschaltbild der im Modell abgebildeten Sauerstoffverbrauchs- und Sauerstoffkonzentrationsregelung

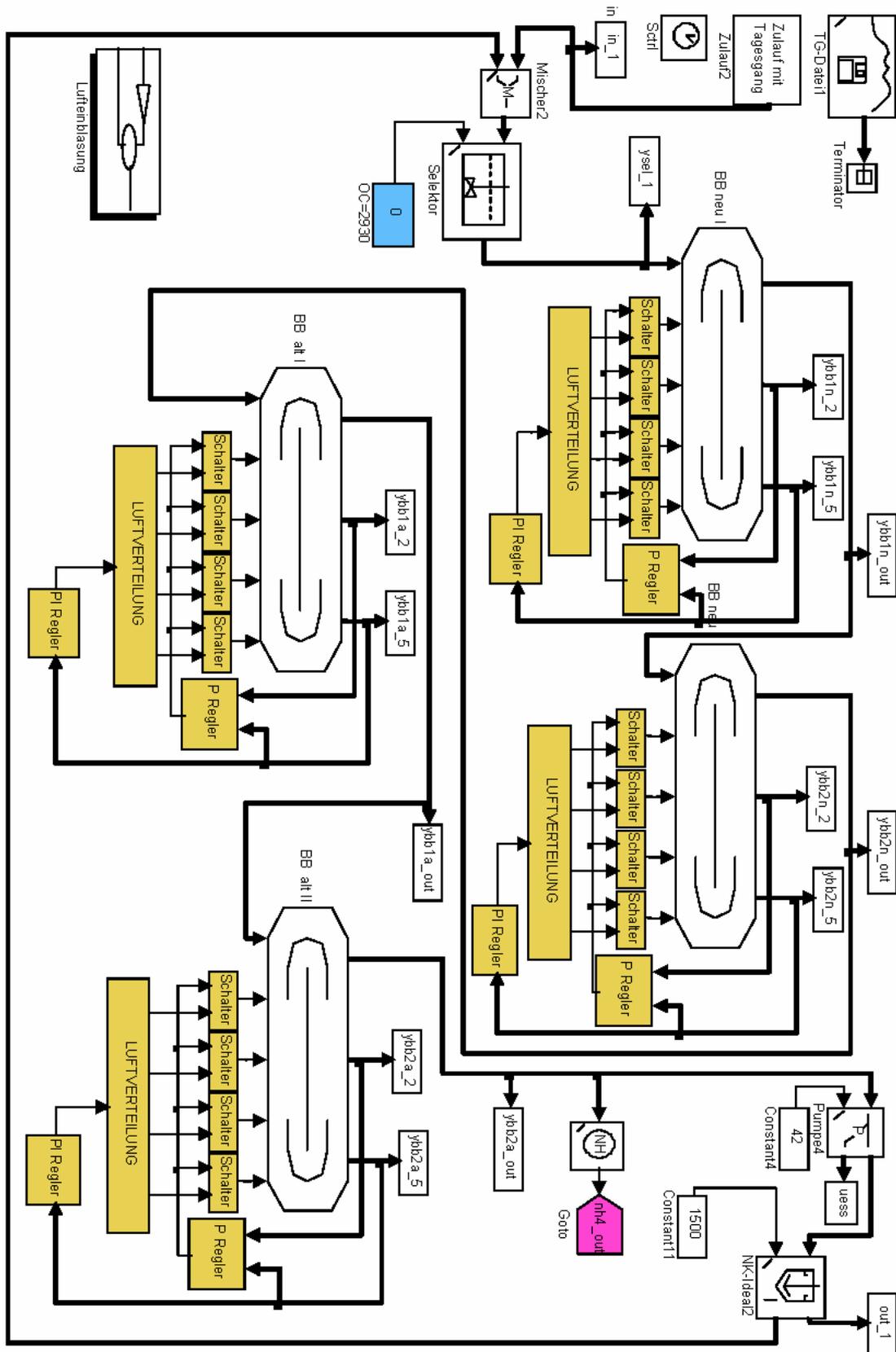


Abbildung 7: Grafische Darstellung des Kläranlagenmodells bei Serienschaltung aller Becken

## 4.5 Parametereinstellungen

Folgender Parameter müssen vom Betreiber einstellbar sein:

- Maximale Beaufschlagung eines Belüfterfeldes (maxB)
- Sollwert der  $O_2$  – Konzentration bei Sauerstoffverbrauchsregelung
- Sollwert der  $O_2$  – Konzentration bei Sauerstoffkonzentrationsregelung
- Ammoniumschwellenwert(e) für die Umschaltung von Sauerstoffverbrauchsregelung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung

Die Einstellungen der ersten zwei Parameter, maxB und  $O_2$  – Konzentration bei Sauerstoffverbrauchsregelung, wurden mit Hilfe der dynamischen Simulation untersucht.

Als Sollwert der  $O_2$  – Konzentration bei Sauerstoffkonzentrationsregelung werden 2 mg/l vorgeschlagen.

Bei der Umschaltung von Sauerstoffverbrauchsregelung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung in Abhängigkeit der Ammoniumablaufkonzentration ist zu unterscheiden, ob die Becken parallel oder in Serie betrieben werden.

### **Serienbetrieb:**

Bei Serienschaltung öffnen nach dem Überschreiten des für die Umschaltung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung maßgebenden Ammoniumschwellenwertes alle vier Klappen und es wird mit dem Blendenregulierschieber auf 2 mg  $O_2$ /l geregelt. Der  $O_2$ -Sollwert wird aus dem Mittelwert aller vier Sauerstoffmessungen gebildet. Der Ammoniumschwellenwert kann je Becken eingegeben werden.

### **Parallelbetrieb**

Um im Parallelbetrieb ein gleichzeitiges Öffnen aller 16 Klappen der vier parallelen Becken zu verhindern, sollte die Eingabe eines zweiten Schwellenwertes möglich sein.

Bei Parallelbetrieb werden daher nach Überschreiten des für die Umschaltung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung maßgebenden Ammoniumschwellen-

wertes (=Schwellenwert I) vorerst nur die Klappen der Belüftungsfelder 1 und 2 geöffnet und die Sauerstoffkonzentration mit Hilfe des Blendenregulierschiebers auf 2 mg/l Sauerstoff eingestellt. Der O<sub>2</sub>-Sollwert wird in diesem Fall aus dem Mittelwert der beiden Sauerstoffmesswerte am Ende des Belüftungsfelds 1 gebildet.

Nach Überschreiten eines weiteren Ammoniumschwellenwertes (=Schwellenwert II) werden alle vier Klappen geöffnet und es wird mit dem Blendenregulierschieber auf 2 mg/l Sauerstoff geregelt. Der O<sub>2</sub>-Sollwert wird aus dem Mittelwert aller vier Sauerstoffmessungen gebildet.

Wird bei Parallelbetrieb der Schwellenwert I überschritten und waren bei vorangegangener Sauerstoffverbrauchsregelung mehr als 2 Felder in Betrieb, so werden nicht nur zwei Klappen geöffnet, sondern sofort alle vier und es wird mit dem Blendenregulierschieber auf 2 mg/l Sauerstoff geregelt. Der O<sub>2</sub>-Sollwert wird aus dem Mittelwert aller vier Sauerstoffmessungen gebildet.

Anmerkung: Grundsätzlich wurde eine Umschaltung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung deshalb vorgesehen, da zeitweise Nitrifikationshemmungen zu erwarten sind. Da die Nitrifikanten im Falle einer Hemmung aufgrund der eingeschränkten Atmung weniger Sauerstoff verbrauchen, wird der Sollwert im Feld 1 bereits bei einer geringeren Luftmenge erreicht. Dies hat zur Folge, dass die Ammoniumkonzentration im Ablauf ansteigt ohne dass das aerobe Volumen vergrößert wird. Im Falle einer Hemmung wird daher das aerobe Volumen von der Ammoniumkonzentration im Ablauf anhängig gemacht. Bei einer Umschaltung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung muss daher das aerobe Volumen vergrößert werden bzw. gleich bleiben wenn bereits alle Felder mit Luft beaufschlagt sind.

## **5 Kalibrierung des Modells**

Die Qualität einer Modellvoraussage ist im wesentlichen von der Qualität der Rohabwassercharakterisierung und von der Kalibrierung des Modells abhängig [Henze, 1992].

Der Kalibrierung des Modells kommt daher eine besondere Bedeutung zu, weshalb im Folgenden genauer darauf eingegangen wird. Durch die

Kalibrierung der Modellanlage soll erreicht werden, dass die vom Modell errechneten Werte (vorwiegend Ablaufwerte) weitgehend den tatsächlich gemessenen Werten entsprechen.

Für die Kalibrierung des Modells wurden Daten des Sauerstoffzufuhrversuches, Messdaten einer Intensivbeprobung und Daten der Eigenüberwachung herangezogen. Als Ausgangswerte für die Berechnung wurden einerseits die Zulaufwerte von CSB- und N-Konzentrationen, Wassermenge, Tagesspitzenzufluss sowie die Temperatur und andererseits der Parametersatz der Regelung ( $\max B$ ,  $O_2$ -Sollwerte, TS-Konzentration,...) verwendet.

Neben den angeführten Daten aus der Eigenüberwachung sind die spezifische Sauerstoffzufuhr  $OC_{L,h}$  (in g pro  $Nm^3$  Luft und Meter Einblastiefe) und die Sauerstoffzufuhr  $OC$  (in kg/h) wesentliche Parameter für die dynamische Simulation.

Die spezifische Sauerstoffzufuhr unter Belebtschlammbedingungen wurde durch Vergleich von Simulationsergebnissen und realen Messwerten abgeschätzt. Der so ermittelte Wert für die Sauerstoffzufuhr von  $13 \text{ g}/Nm^3/m_{ET}$  entspricht einem  $\alpha$ -Wert von 0,7.

## 5.1 Ergebnisse der Modellkalibrierung

Ein Vergleich der vom Modell berechneten Ammonium- und Nitratlaufwerte sowie der simulierten Stickstoffentfernung mit den Werten der Eigenüberwachung ist in Abbildung 8 dargestellt. Zusätzlich wurden in der Abbildung jene Zeiten eingezeichnet zu denen ein oder mehrere Becken außer Betrieb waren. Als Eingangsdaten für die Modellberechnung wurden die Zulaufdaten der Eigenüberwachung zwischen 1. April 2001 und 31. März 2002 verwendet. Ebenso wurden die in diesem Zeitraum verwendeten Regelungsparameter ( $\max B$ ,  $O_2$ -Sollwerte, TS-Konzentration) als Berechnungsgrundlage herangezogen.

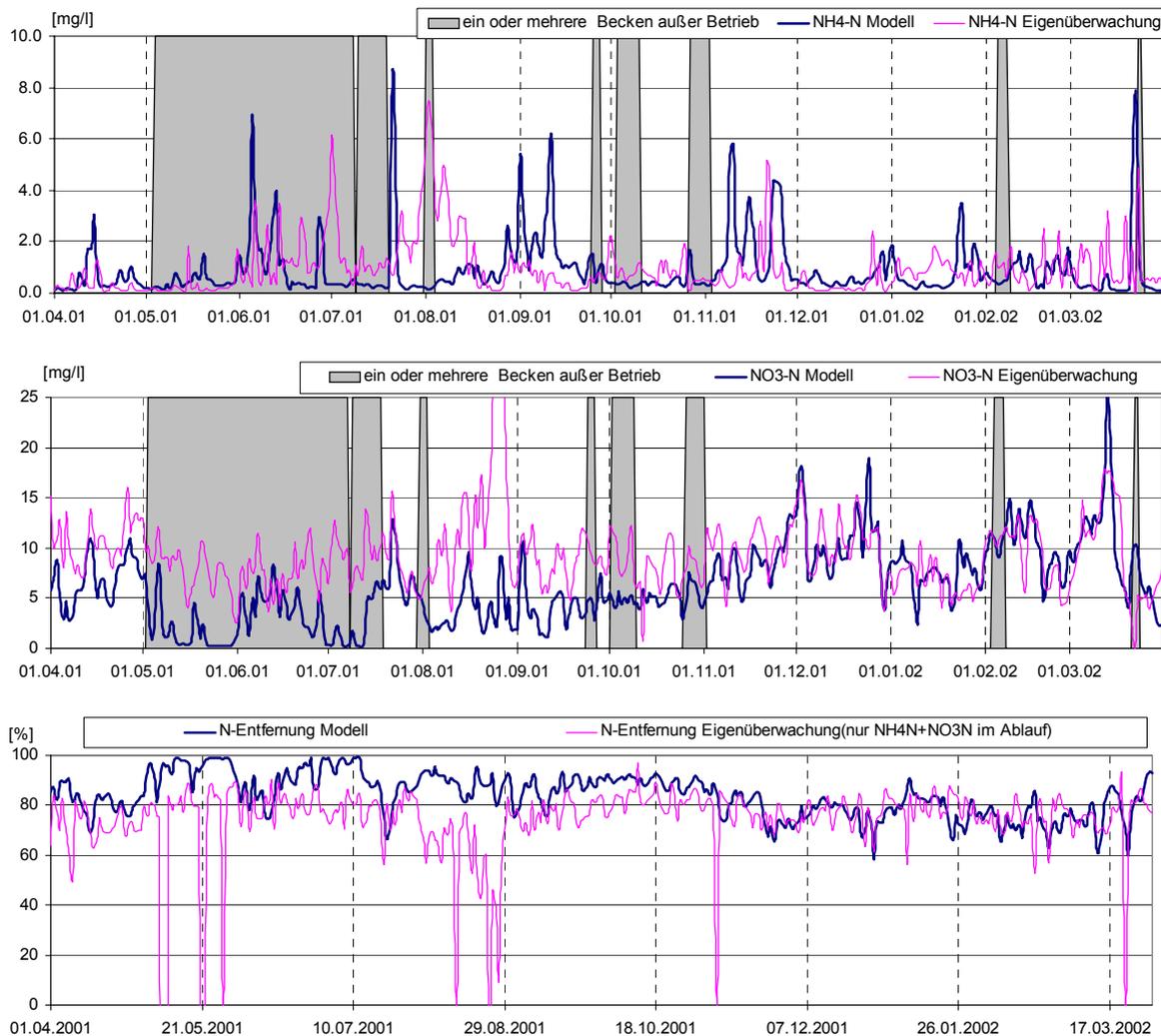


Abbildung 8: Vergleich von Modell und Wirklichkeit anhand der Ammonium- und Nitratblaufwerte sowie der Stickstoffentfernung

Der Vergleich der errechneten und der gemessenen Ablaufwerte zeigt eine gute Übereinstimmung, für jene Zeiträume während derer alle Becken in Betrieb waren. Die größten Unterschiede treten im August 2001 auf. Während dieses Zeitraumes waren vermutlich hemmende Stoffe im Kläranlagenzulauf enthalten, weshalb das aerobe Volumen vergrößert werden musste und somit weniger Volumen für die Denitrifikation zur Verfügung stand. Ähnliches in abgeschwächter Form kann auch für den September angenommen werden. Von Anfang November des Vorjahres bis Ende März 2002 stimmen die gemessenen und die berechneten Werte sehr gut überein, vor allem die Nitratwerte.

Die im Modell berechnete Stickstoffentfernung berücksichtigt im Ablauf ausschließlich Ammonium- und Nitrat-Stickstoff. Da im Zulauf der Kläranlage

Linz-Asten auch Stickstoffverbindungen enthalten sind die nicht abgebaut werden, entspricht die vom Betreiber berechnete Stickstoffentfernung nicht der im Modell berechneten. Die in Abbildung 8 dargestellt Stickstoffentfernung berücksichtigt daher ebenfalls nur Ammonium- und Nitrat-Stickstoff. Der Unterschied zwischen den tatsächlichen Stickstoffentfernung und dieser auf Ammonium- und Nitrat-Stickstoff bezogenen Eliminationsrate liegt bei durchschnittlich 10 Prozent. Dies muss auch in weiterer Folge bei den Angaben zur Stickstoffentfernung berücksichtigt werden.

## **6 Vergleich unterschiedlicher Betriebs- und Regelstrategien**

Die vier Belebungsbecken jeder Strasse der Regionalkläranlage können grundsätzlich in folgenden Varianten betrieben werden:

- Variante 1: Serienschaltung von BBneu und anschließende Parallelschaltung von BBalt
- Variante 2: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Parallelschaltung von BBalt
- Variante 3: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt
- Variante 4: Serienschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt

Neben diesen unterschiedlichen Betriebsweisen können je Becken der  $O_2$ -Sollwert sowie der maximale Luftvolumenstrom je Feld (=maxB) variiert werden. In den folgenden Kapiteln werden daher die vier Betriebsweisen mit Hilfe eines „Standardtagesganges“ bei jeweils acht unterschiedlichen  $O_2$ -Sollwertkombinationen und unterschiedlichen maxB Einstellungen untersucht. Der gewählte Standardtagesgang weist einen sehr steilen Anstieg der Wassermenge auf das Doppelte der durchschnittlichen Wassermenge auf. Da mit dem Anstieg der Wassermenge auch ein entsprechender Anstieg der Ammoniumfracht verbunden ist, können die Varianten mit Hilfe dieses Tagesganges auf deren Verhalten bei Ammoniumspitzen getestet werden.

Um den Einfluss der Temperatur zu testen wird jede Variante bei fünf verschiedenen Temperaturen (10, 14, 18, 22 und 26 °C) simuliert. Da zu erwarten ist, dass die maximale Beaufschlagung je Belüfterfeld temperaturabhängig gewählt werden soll, wurde dieser Zusammenhang genauer untersucht (siehe Kapitel 6.1).

Der Überschussschlammabzug wurde im Modell so eingestellt, dass in den Belebungsbecken eine TS-Konzentration von 4,5 kg/m<sup>3</sup> erreicht wird. Die Rücklaufschlammmenge entspricht dem 0,7 fachen der Zulaufmenge mit einer Zeitverzögerung von 45 Minuten. Sowohl die Regelung des Überschussschlammabzuges als auch die Rücklaufschlammförderung entsprechen somit dem Regelkonzept der Großanlage.

Entscheidend für die Beurteilung der Ergebnisse sind:

- die durchschnittliche Ammoniumkonzentration im Ablauf
- die maximale Ammoniumkonzentration im Ablauf
- die durchschnittliche Nitratkonzentration im Ablauf
- die maximale Nitratkonzentration im Ablauf
- die Stickstoffentfernung
- die erforderliche Sauerstoffzufuhr in g/m<sup>3</sup>/d

Tabelle 3: Parametrierung der vier Verfahrensvarianten

Modell	maxB	Sauerstoffsollwerte				BBneu	BBalt
		BB1neu	BB2neu	BB1alt	BB2alt		
<b>1a</b>	<b>2000</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>			
1b	2000	2.00	1.50	1.50			
1c	1800	2.00	1.50	1.50			
<b>1d</b>	<b>2000</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>			
1e	1900	1.75	1.00	1.50			
1f	1800	1.50	1.00	1.00			
1g	1600	1.00	1.00	1.00			
<b>1h</b>	<b>1700</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>			
<b>2a</b>	<b>2000</b>	<b>2.00</b>		<b>2.00</b>			
2b	2000	2.00		1.50			
2c	2000	1.50		2.00			
<b>2d</b>	<b>2000</b>	<b>1.50</b>		<b>1.50</b>			
2e	1800	2.00		1.00			
2f	1800	1.75		1.00			
2g	1700	1.50		1.00			
<b>2h</b>	<b>1700</b>	<b>1.00</b>		<b>1.00</b>			
<b>3a</b>	<b>2000</b>	<b>2.00</b>		<b>2.00</b>	<b>2.00</b>		
3b	2000	2.00		1.50	1.50		
3c	2000	1.75		1.50	1.50		
<b>3d</b>	<b>2000</b>	<b>1.50</b>		<b>1.50</b>	<b>1.50</b>		
3e	2000	1.50		1.00	1.50		
3f	2000	1.50		1.00	1.00		
3g	1900	1.50		1.00	1.00		
<b>3h</b>	<b>1700</b>	<b>1.00</b>		<b>1.00</b>	<b>1.00</b>		
<b>4a</b>	<b>2000</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>	<b>2.00</b>		
4b	2000	2.00	1.75	1.50	1.50		
4c	1800	2.00	1.50	1.50	1.50		
<b>4d</b>	<b>2000</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>	<b>1.50</b>		
4e	1900	1.75	1.00	1.00	1.50		
4f	1800	1.75	1.00	1.00	1.00		
4g	1700	1.50	1.00	1.00	1.00		
<b>4h</b>	<b>1700</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>		

Tabelle 3 enthält eine Zusammenstellung der für jedes Modell verwendeten Parameterkombinationen der Sauerstoffsollwerte und maximalen Beaufschlagungen je Belüfterfeld. Bei der Parametrierung wurde so vorgegangen, dass bei jeder Variante mit einem maxB von 2000 m<sup>3</sup>/h und einer Sauerstoffkonzentration von 2 mg/l in allen vier Becken begonnen wurde. Die Sauerstoffsollwerte wurden anschließend bis zu einem Minimalwert von 1 mg/l reduziert. Die maximale Beaufschlagung der Belüfterfelder wurde falls erforderlich, so weit reduziert, dass die maximale Ammoniumkonzentration im Ablauf 10 mg/l nicht überstieg. Um den Vergleich der Varianten zu erleichtern, wurden die Parametereinstellungen von a, d und h (in Tabelle 3 fett gedruckt) aller vier Varianten gleich gewählt.

### **6.1 Temperaturabhängigkeit der maximalen Beaufschlagung eines Belüfterfeldes**

Eine Optimierung der Stickstoffentfernung ist nur durch die dynamische Anpassung der belüfteten Zonen des Belebungsbeckens an die aktuellen Belastungszustände möglich. Es ist daher nicht nur eine Regelung der Sauerstoffzufuhr durchzuführen, sondern es ist auch zu regeln, auf welche Volumina die Luft verteilt werden muss [Schweighofer, Svardal 1998].

Bei der hier vorgestellten Regelstrategie wird die dynamische Anpassung der belüfteten Zonen, durch die maximale Beaufschlagung eines Belüfterfeldes (maxB) vorgegeben.

Da die Nitrifikationskapazität einerseits von der Menge an mit Sauerstoff versorgten Nitrifikanten und andererseits von der Temperatur abhängt, ist es naheliegend, den Parameter maxB mit der Temperatur zu variieren.

Der Zusammenhang zwischen Temperatur und maximaler Beaufschlagung wurde mit Hilfe der dynamischen Simulation in folgender Weise eruiert: Der O<sub>2</sub>-Sollwert wurde in allen vier Becken des Modells auf 2 mg/l eingestellt und als Eingangsgröße der Standardtagesgang verwendet. Die Temperatur wurde von 25 °C in 1 Grad Schritten bis auf 8 °C reduziert und jede Temperatur für eine Dauer von 150 Tagen simuliert um einen Gleichgewichtszustand zu erzielen. Die maximale Beaufschlagung wurde je Temperaturbereich so weit

reduziert, dass eine durchschnittliche, tägliche Ammoniumkonzentration von 1 mg/l im Ablauf nicht überschritten wurde. Es wurde von einer maximalen Beaufschlagung je Feld von 2000 m<sup>3</sup>/h ausgegangen.

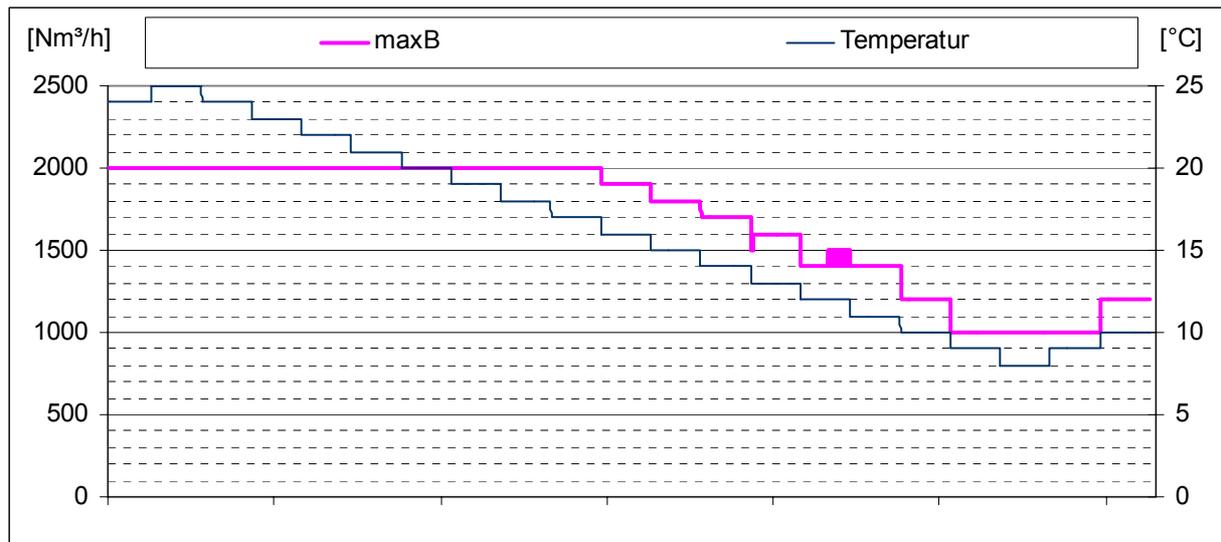


Abbildung 9: Zusammenhang zwischen maximalen Beaufschlagung und Temperatur

Das Ergebnis der Simulation (Abbildung 9) zeigt, dass unter einer Temperatur von 16 °C die maximale Beaufschlagung je Feld um 100 m<sup>3</sup>/h je Grad Temperaturabnahme verringert werden muss um die Ammoniumkonzentration im Ablauf konstant halten zu können. Eine Verringerung von maxB mit der Temperatur bedeutet, dass das aerobe Volumen mit abnehmender Temperatur vergrößert wird.

## 7 Ergebnisse der Simulationen mit Standardtagesgang

Der Vergleich der Ammoniumablaufwerte der vier Varianten zeigt, dass bei den Varianten 1 und 4 eindeutig höhere durchschnittliche Konzentrationen im Ablauf auftreten. Auch die maximalen Ammoniumkonzentrationen im Ablauf sind bei diesen zwei Varianten eindeutig höher. Beim Auftreten von Ammoniumspitzen im Zulauf ist daher bei Varianten 1 und 4 die Wahrscheinlichkeit einer Verlagerung der Spitze in den Ablauf höher.

Da auch die Nitratkonzentrationen, sowohl die durchschnittlichen als auch die maximalen, bei den Varianten 1 und 4 höher beziehungsweise gleich hoch sind wie bei den Varianten 2 und 3, ist eine niedrigere Stickstoffentfernung bei diesen zwei Varianten die logische Folge. Letztlich ist auch die erforderliche Sauerstoffzufuhr bei den Varianten 1 und 4 nur geringfügig niedriger als bei den beiden Vergleichsvarianten und zudem mit schlechteren Ablaufwerten verbunden.

Die Varianten 2 und 3, bei denen die neuen Belebungsbecken parallel betrieben werden, weisen ähnliche Ergebnisse auf. Aufgrund der etwas geringeren Ammonium- und Nitratkonzentrationen geht bei der Variante 3 eine etwas höhere Stickstoffentfernung gekoppelt mit einer geringeren erforderlichen Sauerstoffzufuhr in allen Temperaturbereichen einher. Bei den Sauerstoffsollwerten zeigt sich, dass mit Herabsetzung des Sollwertes die Stickstoffentfernung tendenziell höher wird. Gleichzeitig verringert sich die erforderliche Sauerstoffzufuhr. Da diese Tendenz in allen Temperaturbereichen gleich ist, ist die Verwendung von temperaturabhängigen Sauerstoffsollwerten nicht erforderlich. Aus den hier vorgestellten Ergebnissen erscheint es sinnvoll, immer mit einem Sauerstoffsollwert von 1 mg/l zu arbeiten. Da jedoch einerseits die Messungsgenauigkeit mit abnehmendem Messwert zunimmt und andererseits die Messung der Sauerstoffkonzentration auf der Großanlage noch nicht einwandfrei funktioniert, wird vom Institut für Wassergüte empfohlen, einen Sauerstoffsollwert von mindestens 1,5 mg/l zu verwenden.

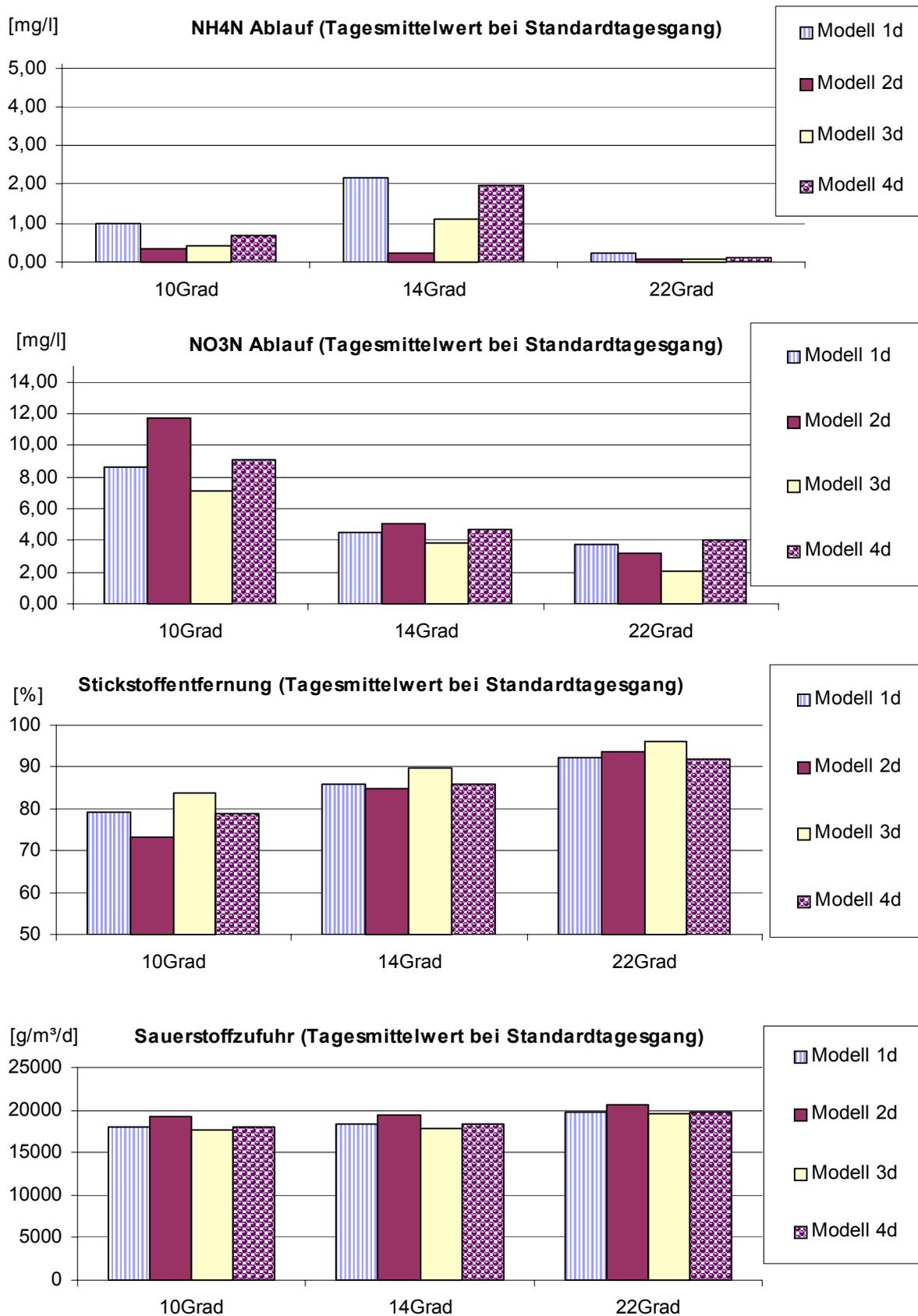


Abbildung 10: Vergleich der Simulationsergebnisse mit Standardtagesgang der vier Varianten

In Abbildung 10 wurden exemplarisch die Ergebnisse der vier Varianten mit Standardtagesgang der Parametrierungsvariante d ( $O_2$ -Sollwerte = 2 mg/l und  $\max B = 2000 \text{ g/m}^3/\text{d}$ ) bei drei unterschiedlichen Temperaturen dargestellt.

Wie auch aus der Abbildung 10 ersichtlich ist, kann zusammenfassend gesagt werden, dass die Varianten 2 und 3 in allen Temperaturbereichen zu besseren Resultaten geführt haben als die Varianten 1 und 4. Es würden daher die Varianten 2 und 3 mit Hilfe der Zulaufwerte aus der Eigenüberwachung des vergangenen Jahres noch näher untersucht. Für die Parametrierung der Sauerstoffsollwerte ist festzustellen, dass Sollwerte zwischen 1 mg/l und 2 mg/l zu keinen wesentlichen Unterschieden führen. Aus betrieblichen Gründen wurde bei den weiteren Simulationen für alle Belebungsbecken ein Sollwert von 1,5 mg/l verwendet. Die maximale Beaufschlagung als Funktion der Temperatur hat sich bei der Simulation mit Hilfe des Standardtagesganges bewährt.

### 7.1 Ergebnisse der Variante 3 mit Step-feed

Eine Betriebsweise mit Step-feed (=teilweise Umgehung der BBneu) sollte aus Gründen der Betriebssicherheit (Kurzschlussströmungen udgl.) nur bei jenen Varianten in Betracht gezogen werden, bei denen nach der Einleitstelle des Rohabwassers noch zwei Becken durchflossen werden. Es kommen daher nur die Varianten 3 und 4 für einen Step-feed Betrieb in Frage. Aufgrund der besseren Ergebnisse der Variante 3, wurde diese mit unterschiedlichen Step-feed-Mengen näher untersucht.

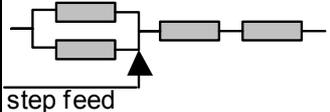
Für den Vergleich der Variante 3 mit unterschiedlichen Step-feed-Mengen wurde die gleiche Vorgehensweise gewählt wie bei den bereits vorgestellten Varianten. Insgesamt wurden drei unterschiedliche Step-feed-Mengen – 10 %, 20 % und 30 % der Zulaufwassermenge - unter Verwendung des Standardtagesganges simuliert.

Bei der Parametrierung des Sauerstoffsollwertes wurden die Erkenntnisse der vorangegangenen Simulationen verwendet und der Sauerstoffsollwert mit 1,5 mg/l festgelegt. Davon abweichend wurde der Sauerstoffsollwert für jenes Becken direkt nach Einleitung des Step-feed mit 1 mg/l beziehungsweise 0 mg/l festgelegt. Dem liegt die Überlegung zu Grunde, dass für die Denitrifikation mit

Rohabwasser im Becken direkt nach der Einleitung möglichst große anoxische Zonen erreicht werden sollen.

Der Tabelle 4 können die Sauerstoffsollwerteinstellungen und der maxB-Wert entnommen werden.

Tabelle 4: Parametrierung der Verfahrensvariante 3 ohne und mit Step-feed

Modell	maxB	Sauerstoffsollwerte				BBneu	BBalt
		BB1neu	BB2neu	BB1alt	BB2alt		
3e	2000	1,50		1,00	1,5		
3_sf10%	2000	1,50		1,00	1,50		
3_sf20%	2000	1,50		0,00	1,50		
3_sf30%	2000	1,50		1,00	1,50		

Um einen Vergleich der Variante 3 mit und ohne Step-feed zu ermöglichen wurde die Betriebsvariante 3e, aufgrund der gleichen Parametrierung wie die Step-feed Varianten, in Tabelle 4 und in die Abbildung 11 für Vergleichszwecke aufgenommen.

Der Vergleich der drei Step-feed Varianten mit unterschiedlicher Parametrierung zeigt keine wesentlichen Unterschiede. Bei der Variante mit 20 %igem Step-feed wurde das Becken direkt nach Einleitung des Rohabwasserteilstromes nicht belüftet ( $O_2$ -Sollwert = 0 mg/l). Den daraus resultierenden höheren Ammoniumkonzentrationen stehen niedrigere  $NO_3$ -Konzentrationen im Ablauf gegenüber. Es unterscheiden sich jedoch weder die Stickstoffentfernung noch die erforderliche Sauerstoffzufuhr von den zwei Varianten mit 1 mg/l als Sauerstoffsollwert für BB 1 alt.

Als Schlussfolgerung aus den Untersuchungen wird festgehalten, dass eine Erhöhung der Stickstoffentfernung bei gleichzeitiger Verringerung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr der Step-feed Varianten erkennbar ist. Bei den weiteren Simulationen mit den Zulaufwerten aus der Eigenüberwachung wird daher die Variante 3 mit 10 %igem Step-feed näher untersucht.

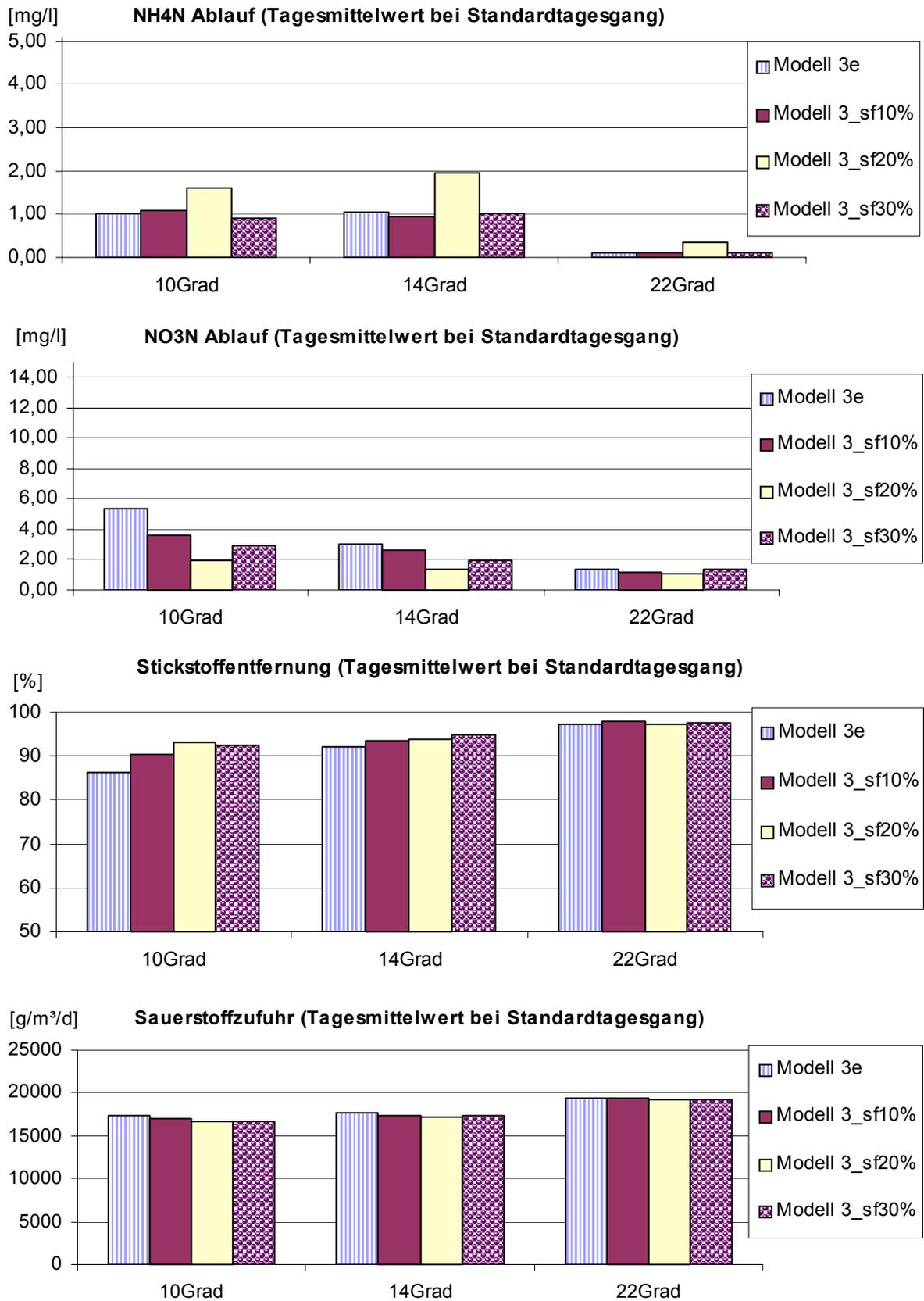


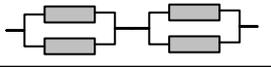
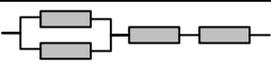
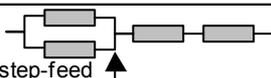
Abbildung 11: Simulationsergebnis der Variante 3 mit unterschiedlichem Step-feed Anteil

## 8 Untersuchungen ausgewählter Verfahrensvarianten

Der Vergleich der möglichen Betriebsvarianten mit Hilfe des Standardtagesganges hat gezeigt, dass die zwei Varianten bei denen die neuen Belebungsbecken parallel betrieben werden die besseren Resultate liefern. Auch die Variante mit parallel betriebenen neuen Belebungsbecken und anschließendem Serienbetrieb der alten Becken inklusive Step-feed hat sehr gute Ergebnisse geliefert. Es wurden daher diese drei Verfahrensvarianten unter Verwendung der tatsächlichen Zulaufdaten vom 01. April 2001 bis 31. März 2002 mit Hilfe der dynamischen Simulation nochmals getestet.

Aufgrund der Ergebnisse mit Standardtagesgang wurde für alle Becken ein Sauerstoffsollwert von 1,5 mg/l verwendet. Die einzige Ausnahme stellt jenes Becken direkt nach der Einleitung des Step-feed dar, für welches ein O<sub>2</sub>-Sollwert von 1,0 mg/l verwendet wurde. Wie bei den Simulationen mit Standardtagesgang wurde die maximale Beaufschlagung der Belüfterfelder bei Temperaturen unter 15°C als Funktion der Temperatur ( $\text{maxB} - (100 \cdot 15 - (\text{Temp}))$ ) ausgeführt. Als Ausgangswert für maxB wird ein Viertel des maximal möglichen Luftvolumenstroms je Becken eingegeben. Als Sollwert für die TS-Konzentration in den Belebungsbecken wurde 4,5 kg/m<sup>3</sup> gewählt, wie vom Betreiber vorgegeben. Die Parametrierung der drei mit Hilfe der realen Zulaufwerte getesteten Varianten kann der Tabelle 5 entnommen werden.

Tabelle 5: Parametrierung bei der Simulation mit realen Zulaufwerten

Variante	maxB		Sauerstoffsollwerte				BBneu BBalt	
	BB neu	BB alt	BB1neu	BB2neu	BB1alt	BB2alt	BBneu	BBalt
2	1900	1750	1.50	1.50	1.50	1.50		
3	1900	1750	1.50	1.50	1.50	1.50		
3_sf10%	1900	1750	1.50	1.50	1.00	1.50		

Die Simulationsergebnisse wurden in Hinblick auf die Tagesmittelwerte von NH<sub>4</sub>-N, NO<sub>3</sub>-N, N-Entfernung und die erforderliche Sauerstoffzufuhr sowie die Stundenmittelwerte von NH<sub>4</sub>-N in der Abbildung 12, Abbildung 13 und Abbildung 14 dargestellt.

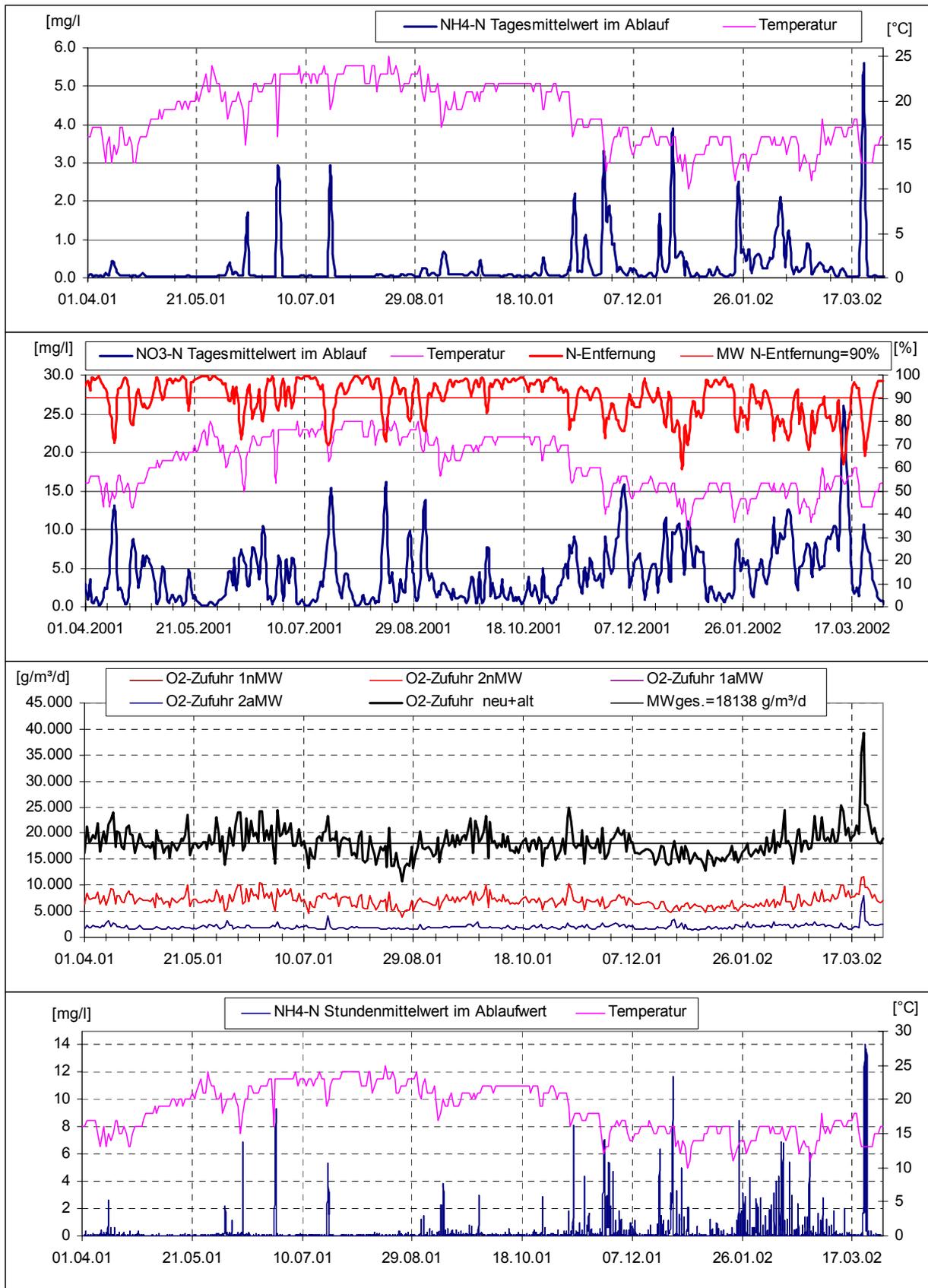


Abbildung 12: Simulationsergebnisse unter Verwendung realer Zulaufdaten der Verfahrensvariante 2

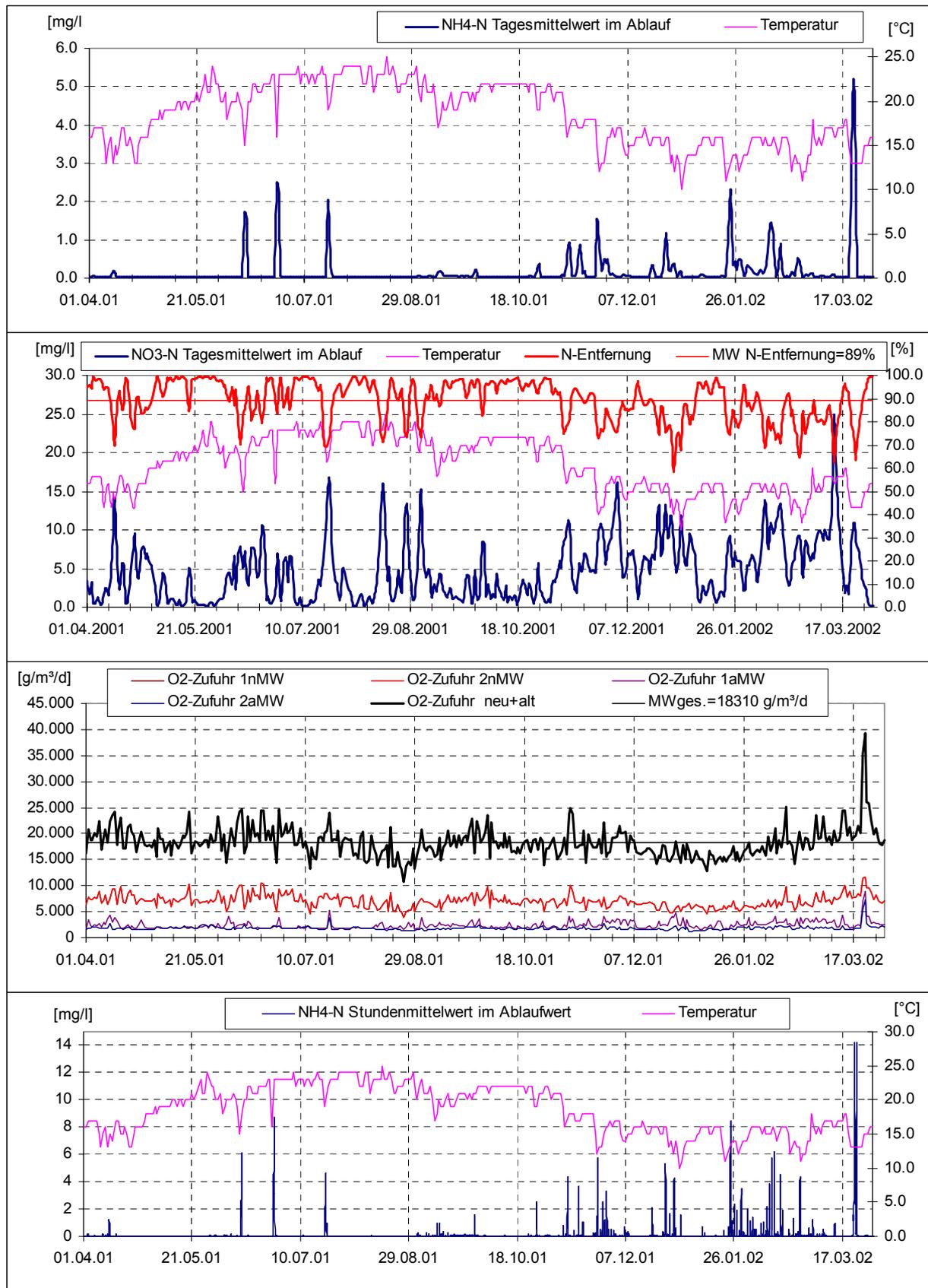


Abbildung 13: Simulationsergebnisse unter Verwendung realer Zulaufdaten der Verfahrensvariante 3

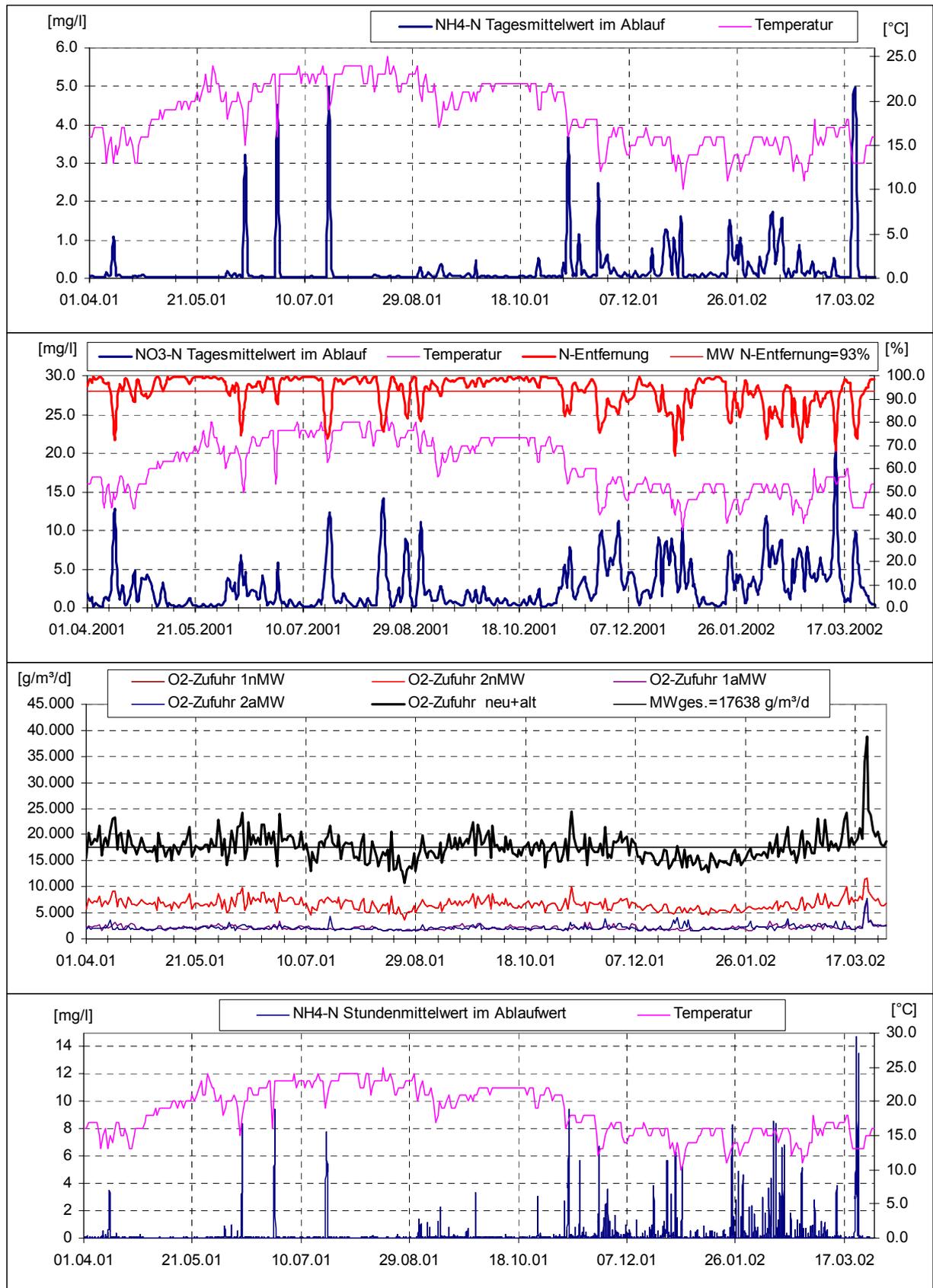


Abbildung 14: Simulationsergebnisse unter Verwendung realer Zulaufdaten der Verfahrensvariante 3 mit 10 %igem Step-feed

Aus den dargestellten Simulationsergebnissen unter Verwendung der realen Zulaufdaten kann folgendes abgelesen werden:

- Die N-Entfernungsraten der Verfahrensvarianten 2 und 3 liegen bei 90 % bzw. 89 % und jene der Variante 3 mit 10 %igem Step-feed sogar bei 93 Prozent.
- Der Sauerstoffbedarf der Step-feed Variante liegt mit 17.600 g/m<sup>3</sup>/d unter jenen der Varianten 2 und 3.
- Bei allen drei Varianten (Abbildung 12, Abbildung 13 und Abbildung 14) liegen die Tagesmittel der NH<sub>4</sub>-N Ablaufwerte immer unter den geforderten 5 mg/l.
- Bei den Stundenmittelwerte der Ammoniumablaufkonzentrationen, welche ein Maß für die Sicherheit der Verfahrensvariante bei Auftreten von Ammoniumspitzen im Zulauf darstellt, liefert die Verfahrensvariante 3 die besten Resultate. Die Variante 2 und die Variante 3 mit Step-feed liefern etwa gleich gute Ergebnisse, bezüglich der Behandlung von Ammoniumspitzen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass folgende drei Varianten in der Simulation zu sehr guten Ergebnisse geführt haben:

- Variante 2: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Parallelschaltung von BBalt
- Variante 3: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt
- Variante 3 mit Step-feed: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt sowie Einleitung von 10 % des Rohabwasserseinleitung zwischen BBneu und BBalt

Alle drei Varianten können für die Anwendung in der Praxis mit folgenden Einschränkungen empfohlen werden:

- Bei der Variante 3 mit Step-feed besteht im Betrieb die Gefahr der Blähschlamm-Bildung. Ob in der Anlage tatsächlich Blähschlamm auftreten wird, kann nur durch versuchsweisen Step-feed Betrieb auf der Großanlage ermittelt werden.
- Ein Betriebskonzept entsprechend der Variante 3 ist jedoch nur im Trockenwetterfall möglich. Im Regenwetterfall müssen aufgrund der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Kläranlage, ab einer Wassermenge von  $3 \text{ m}^3/\text{sec}$ , auch die alten Belebungsbecken parallel betrieben werden. Dies bedeutet, dass im Regenwetterfall ausschließlich der Betrieb entsprechend Variante 2 empfohlen wird.

### 8.1 Parametrierung der ausgewählten Verfahrensvarianten

Wie in Kapitel 4.5 bereits beschrieben, müssen folgende Parameter vom Betreiber eingestellt werden:

- a) Sollwert der  $\text{O}_2$  – Konzentration bei Sauerstoffkonzentrationsregelung
- b) Sollwert der  $\text{O}_2$  – Konzentration bei Sauerstoffverbrauchsregelung
- c) Maximale Beaufschlagung eines Belüfterfeldes (maxB)
- d) Ammoniumschwellenwert(e) für die Umschaltung von Sauerstoffverbrauchsregelung auf Sauerstoffkonzentrationsregelung

Als Sollwert der  $\text{O}_2$  – Konzentration bei Sauerstoffkonzentrationsregelung werden für alle Becken  $2 \text{ mg/l}$  vorgeschlagen.

Für die Regelvarianten 2 und 3 wird für alle Becken ein Sollwert der  $\text{O}_2$  – Konzentration bei Sauerstoffverbrauchsregelung von  $1,5 \text{ mg/l}$  vorgeschlagen. Bei einem Step-feed Betrieb wird für die  $\text{O}_2$  – Konzentration für die Becken direkt nach Einleitung des Rohabwasserteilstromes ein Sollwert von  $1 \text{ mg/l}$  empfohlen, für allen anderen Becken ein Sollwert von  $1,5 \text{ mg/l}$ .

Die maximale Beaufschlagung eines Belüfterfeldes  $\max B$  sollte bei Temperaturen unter  $15^{\circ}\text{C}$  temperaturabhängig ausgeführt werden ( $\max B - (100 \cdot 15 - (\text{Temp}))$ ). Als Ausgangswert für  $\max B$  wird ein Viertel des maximal möglichen Luftvolumenstroms je Becken vorgeschlagen, womit für die neuen Belebungsbecken ein  $\max B$  von  $1900 \text{ m}^3/\text{h}$  und für die alten Belebungsbecken ein  $\max B$  von  $1750 \text{ m}^3/\text{h}$  gilt. Bei einem mehrmaligem Umschalten auf Regelung nach der Sauerstoffkonzentration müssen die  $\max B$ -Werte reduziert werden, wenn keine Nitrifikationshemmung auftritt.

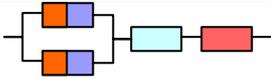
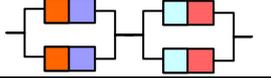
Die Ammoniumschwellenwert(e) für die Umschaltung auf Regelung nach der Sauerstoffkonzentration können anhand der Ergebnisse der dynamischen Simulation abgeleitet werden. Da es sich im Falle der Ammoniumschwellenwerte auch um eine Risikoabschätzung handelt, wie oft eine Grenzwertüberschreitung in Kauf genommen wird, müssen diese vom Betreiber festgelegt werden. Folgende Überlegungen können dabei behilflich sein:

Um bei Parallelschaltung von Becken nicht das gesamte Beckenvolumen beim Überschreiten eines Ammoniumablaufwertes mit Luft zu beaufschlagen, wurde vorgeschlagen, bei Parallelschaltung zwei Schwellenwerte einzugeben. Dies bedeutet, dass je Schwellenwert mindestens ein Viertel des Volumens mit Luft beaufschlagt wird bzw. sind dem zu Folge vier Schwellenwerte unabhängig von der Verfahrensvariante festzulegen.

Vergleicht man die Stundenmittelwerte der  $\text{NH}_4\text{-N}$  Ablaufkonzentrationen mit den Tagesmittelwerten (siehe Abbildung 12, Abbildung 13 und Abbildung 14) so ist ersichtlich, dass bei einem Stundenmittelwert von  $10 \text{ mg/l}$  im Ablauf, ein Tagesmittelwert von  $5 \text{ mg/l}$  nicht erreicht wird. Erreicht ein Stundenmittelwert  $14 \text{ mg/l}$ , so wird im Tagesmittel ein Ammoniumablaufwert von  $5 \text{ mg/l}$  erreicht bzw. überschritten.

Aus diesen Überlegungen wird abgeleitet, dass die ersten zwei Ammoniumschwellenwert (SW-I und SW-II) zwischen  $6 \text{ mg/l}$  und  $10 \text{ mg/l}$  liegen sollten und die Schwellenwerte SW-III und SW-IV zwischen  $10 \text{ mg/l}$  und  $14 \text{ mg/l}$ . Eine Zusammenstellung welcher Schwellenwert bei welchem Becken Verwendung findet, ist von der gewählten Verfahrensvariante abhängig und in Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6: Festlegung von Ammoniumschwellenwerten je nach Verfahrensvariante

Variante	Ammoniumschwellenwerte								BBneu	BBalt
	BB1neu		BB2neu		BB1alt		BB2alt			
2	SW-IV	SW-III	SW-IV	SW-III	SW-II		SW-I			
3	SW-IV	SW-III	SW-IV	SW-III	SW-II	SW-I	SW-II	SW-II		

## 9 Zusammenfassung

Das Institut für Wassergüte wurde im Jänner 2000 mit der Planung eines Mess-, Steuer- und Regelkonzeptes für die Regelung der Sauerstoffzufuhr der Regionalkläralage Linz-Asten beauftragt.

Das entwickelte Regelkonzept für die Sauerstoffzufuhr stellt einerseits eine Regelung nach dem Sauerstoffverbrauch dar und andererseits wurde eine automatische Umschaltung auf eine Regelung nach der Sauerstoffkonzentration beim Überschreiten von einstellbaren Ammoniumablaufwerten integriert.

Für die dynamische Simulation wurde das Verfahrensschema der Kläranlage in einem Modell abgebildet um die entwickelte Regelstrategie daran prüfen zu können. Anschließend wurde das Simulationsmodell an den Betriebsergebnissen und anhand der Ergebnisse intensiver Beprobungen kalibriert.

Bei der Erweiterung der Kläranlage Linz-Asten wurde ein Konzept gewählt, dass im wesentlichen vier Verfahrensvarianten ermöglicht:

- Variante 1: Serienschaltung von BBneu und anschließende Parallelschaltung von BBalt
- Variante 2: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Parallelschaltung von BBalt
- Variante 3: Parallelschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt
- Variante 4: Serienschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt

Zusätzlich zu diesen vier Varianten ist es möglich, die alten Belebungsbecken direkt mit einem Rohabwasserteilstrom – Step-feed – zu beschicken.

Neben der Entscheidung welche Verfahrensvariante die besten Resultate liefert, wurde natürlich auch untersucht, wie die Regelstrategie parametrieren muss um bei möglichst geringem Energieeinsatz eine zufrieden stellende Reinigungsleistung zu erzielen.

Mit Hilfe eines standardisierten Tagesgangs wurden daher die vier Verfahrensvarianten, mit unterschiedlicher Parametrierung und bei unterschiedlichen Temperaturen am Rechenmodell geprüft, wobei als Prüfkriterien die Ammonium- und Nitratblaufwerte, die Stickstoffentfernung sowie die jeweils erforderliche Sauerstoffzufuhr herangezogen wurden.

Als Ergebnis dieser Untersuchungen stellte sich heraus, dass die Variante 2 (Parallelschaltung von BBneu und anschließende Parallelschaltung von BBalt) sowie die Variante 3 (Parallelschaltung von BBneu und anschließende Serienschaltung von BBalt) zu sehr guten Ergebnisse führten. Bezüglich der Parametrierung der Regelstrategie nach dem Sauerstoffverbrauch zeigte sich, dass ein Sauerstoffsollwert von 1,5 mg/l in allen Becken und eine temperaturabhängige maximale Beaufschlagung der Belüfterfelder die besten Resultate lieferte.

Aufgrund der guten Ergebnisse der Verfahrensvariante 3 wurde diese mit drei unterschiedlichen Step-feed Mengen (10 %, 20 % und 30 % des Rohabwassers) unter Verwendung des Standardtagesgang getestet. Hierbei zeigte sich eine zusätzliche Verbesserung, wobei kein wesentlicher Unterschied zwischen den drei getesteten Step-feed Mengen zu erkennen war. Als wesentliche Parametrierungserkenntnis wurde festgestellt, dass der Sauerstoffsollwert im Belebungsbecken direkt nach Einleitung des Step-feed (BBalt 1) mit 1,0 mg/l niedriger gewählt werden muss als in den anderen Belebungsbecken.

Bei den Berechnungen mit Standardtagesgang zeigten die Varianten 2 und 3 sowie die Variante 3 mit 10 %igem Step-feed die besten Ergebnisse. Diese drei Verfahrensvarianten wurden daher zusätzlich unter Verwendung der realen Zulaufdaten des vergangenen Jahres mit Hilfe der dynamischen Simulation überprüft. Alle drei Varianten können aufgrund dieser Berechnungen für eine

Anwendung auf der Großanlage empfohlen werden, wobei zwei Einschränkungen zu erwähnen sind:

- 1) Die Variante 3 mit 10 %igem Step-feed kann im realem Betrieb zu Blähschlamm Bildung führen.
- 2) Die Variante 3, bei der die alten Belebungsbecken in Serie betrieben werden, ist aufgrund der eingeschränkten hydraulischen Leistungsfähigkeit nur bis zu einer maximalen Wassermenge von 3 m<sup>3</sup>/sec einsetzbar.

## 10 Literatur

- Henze M., Grady C., Gujer W., Marais G. and Matsuo T. (1987): Activated sludge model No.1. Scientific and technical report No. 1, IAWQ, London, UK
- Henze, M. (1992) Characterization of wastewater for modelling of activated sludge processes. *Wat. Sci. Techn.* 25 (6), 1 - 15
- Svardal K.: Mess-, Regel- und Steuerungsstrategien. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 110 (1993).
- Svardal K.: Regelung der Sauerstoffzufuhr beim Belebungsverfahren. ÖWAV Informationsreihe Betriebspersonal Abwasserreinigungsanlagen, Folge 8 (2000)
- P. Schweighofer, K. Svardal (1998): Regelstrategien und Automatisierung. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 145, 379 – 410.
- Schweighofer P. (2001): Anpassung an den Stand der Technik der Regionalkläranlage Linz-Asten der Linz Service Ges.m.b.H. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 166, 83-129.

Korrespondenz an:

Dipl.Ing. Stefan Lindtner,  
Ass. Prof. Dipl.Ing. Dr.techn. Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft  
Technische Universität Wien  
A-1040 Wien Karlsplatz 13

Tel.: +43/ 1/ 58801 22624  
Fax: +43/ 1/ 58801 22699  
E-mail: [svardal@iwag.tuwien.ac.at](mailto:svardal@iwag.tuwien.ac.at)

# Definition der Begriffe „Belastung“ und „Auslastung“

Stefan Lindtner, Otto Nowak, Karl Svardal

Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, TU-Wien

**Kurzfassung:** Die Begriffe der mittleren Belastung und der Bemessungsbelastung sind klar definiert und werden demzufolge auch einheitlich verwendet. Dem gegenüber führt der Begriff der Auslastung immer wieder zu Diskussionen, unter anderem auch beim Benchmarkingprojekt. Die Auslastung einer Kläranlage ist weder in den ATV- noch in den ÖWAV Regelwerken zufrieden stellend definiert, weshalb in diesem Beitrag sowohl grundsätzliche Überlegungen zur Auslastung von Kläranlagen angestellt werden als auch ein Vorschlag für die Berechnung beschrieben wird. Für die Berechnung der Auslastung wird vorgeschlagen, den Quotienten aus maßgebender Belastung des Untersuchungsjahres und Bemessungsbelastung ausgedrückt in Prozent zu bilden. Grundsätzlich gelten für die Festlegung der maßgeblichen Belastung die gleichen Vorgaben wie für die Bemessungsbelastung, wobei der Betrachtungszeitraum auf das jeweilige Untersuchungsjahr eingeschränkt ist. Im Beitrag wird außerdem näher untersucht, inwiefern ein Perzentilwert als Näherungswert für die maßgebende Belastung des Untersuchungsjahres verwendet werden kann. Dabei hat sich gezeigt, dass die maßgebende Belastung des Untersuchungsjahres mit Hilfe des 85%-Wertes für alle Anlantentypen sehr gut charakterisiert werden kann.

**Key-Words:** Belastung, Auslastung, 85%-Wert, Kennzahlen, Leistungsvergleich

## 1 Gegenwärtig verwendete Begriffe

### 1.1 Mittlere bzw. durchschnittliche Belastung

Die durchschnittliche Belastung drückt die mittlere tägliche Schmutz- bzw. Nährstofffracht im Zulauf einer Kläranlage aus. Die mittlere organische Belastung ist somit der Mittelwert der CSB- bzw. BSB5-Tageszulauffrachten.

$$\text{Durchschnittliche BSB}_5 \text{ Belastung [kg/d]} = \frac{\Sigma(\text{BSB}_{5,\text{Zulauf}} [\text{mg/l}] * Q [\text{m}^3/\text{d}])}{365000}$$

Im ÖWAV Arbeitsbehelf 9 wird von folgender einwohnerspezifischen Belastung ausgegangen:

Abwasseranfall	=	200	l/E*d
BSB5	=	60	g/E*d
CSB	=	120	g/E*d
TOC	=	35	g/E*d
Ges.geb.N	=	11	g/E*d
Ges.-P	=	1,5	g/E*d

## 1.2 Bemessungsbelastung

Die maßgebenden Bemessungsfrachten werden laut A131 in Verbindung mit der Abwassertemperatur als Mittelwert einer Periode gebildet, die der Größe des Schlammalters entspricht. Dies bedeutet, dass für Anlagen mit Nitrifikation und Denitrifikation ein Zwei-Wochen-Mittel und für Anlagen mit Schlammstabilisierung ein Vier-Wochen-Mittel gebildet wird. Ist dies aufgrund unzureichender Probedichte nicht möglich, so wird der 85%-Wert als maßgebende Fracht verwendet. Auch im Arbeitsblatt 198 der ATV-DVWK „Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen“ wird die Ermittlung der maßgebenden Frachten ausführlich beschrieben.

An dieser Stelle sei auch noch darauf hingewiesen, dass im Gegensatz zu den genannten Regelblättern in der 1. AEV für kommunales Abwasser als Bemessungswert das arithmetische Mittel der Tageszulaufschmutzfrachten des zu reinigenden Abwassers in der Woche der höchsten Anlagenbelastung eines Jahres angegeben ist (§ 1 Absatz 1) [Bundesgesetzblatt Nr. 210 ,1996].

### 1.3 Mittlere hydraulische Auslastung bei Trockenwetter

Im Kläranlagenzustandsbericht wird die mittlere hydraulische Auslastung bei Trockenwetter durch die Berechnung des registrierten Trockenwetterzuflusses (QA,TW in m<sup>3</sup>/d) im Verhältnis zur projektierten Bemessungswassermenge bei Trockenwetter (QB,TW in m<sup>3</sup>/d) angegeben [ÖWAV-Arbeitsbehelf 22, 1999]:

$$\text{Hydraulische Auslastung [\%]} = \text{QA,TW} / \text{QB,TW} * 100$$

### 1.4 Mittlere organische Auslastung

Die mittlere organische Auslastung wird ebenfalls im Kläranlagenzustandsbericht als das Verhältnis der mittleren organischen Belastung (= mittlere tägliche BSB<sub>5</sub>-Fracht A) zur projektierten BSB<sub>5</sub>-Fracht (BSB<sub>5</sub>-Fracht B in kg/d) angegeben [ÖWAV-Arbeitsbehelf 22, 1999]:

$$\text{organische Auslastung [\%]} = \text{BSB}_5\text{-Fracht A} / \text{BSB}_5\text{-Fracht B} * 100$$

Als zusätzlicher Hinweis ist im Kläranlagenzustandsbericht Folgendes zu finden: *„Eine Kläranlage kann als schmutzfrachtmäßig ausgelastet angesehen werden, wenn die tatsächliche Belastung 80 % der Bemessungsschmutzfracht erreicht. Gemäß ATV A 131 werden Kläranlagen auf den 85%-Wert bemessen. Der Auslastungsgrad kann in diesen Fällen auch mit dem Summenhäufigkeitswert für 85 % verglichen werden. Angenähert kann hierfür auch der zweithöchste Monatsmittelwert herangezogen werden.“* Um Missverständnissen vorzubeugen, sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass nach Ansicht der Autoren der 85%-Wert nicht annähernd dem zweithöchsten Monatsmittel entspricht.

### 1.5 Volumsbezogene Auslastung (Benchmarking Projekt)

Die Berechnung der Auslastung wurde beim Benchmarkingprojekt auf Basis der im Untersuchungsjahr aufgetretenen Belastung durchgeführt. Anhand der Monatsmittelwerte der CSB-Zulauffrachten und der Temperatur wurde ein

Bemessungsfall ermittelt. Für diesen Bemessungsfall wurde, unter Verwendung der anlagenspezifischen Daten (tatsächlicher Schlammindex, maximale Zulaufwassermenge laut Wasserrechtsbescheid udgl.), das erforderliche Volumen laut ATV A131 ermittelt. Die Auslastung in Prozent ergibt sich schließlich aus dem Verhältnis der errechneten zu den vorhandenen Volumina [Lindtner, 2002].

Mit Hilfe der Berechnung der volumsbezogenen Auslastung und der Gegenüberstellung mit den spezifischen Kosten sollte die Frage beantwortet werden, ob ein Zusammenhang zwischen Betriebs- bzw. Kapitalkosten und Auslastung besteht. Es zeigte sich, dass die belastungsspezifischen Kapitalkosten mit sinkender Auslastung deutlich ansteigen. Bei den Betriebskosten ist der Einfluss der Auslastung erwartungsgemäß erheblich geringer.

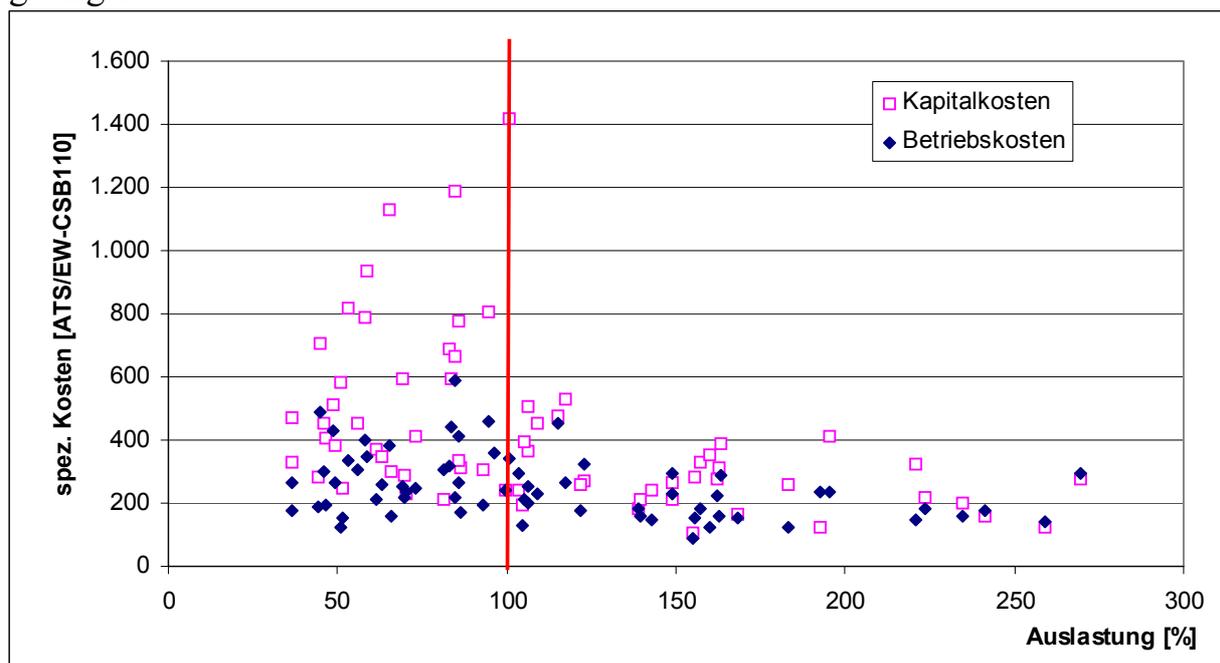


Abbildung 1: spezifische Kapital- und Betriebskosten in Abhängigkeit von der Auslastung

Die Berechnung der volumsspezifischen Auslastung gibt darüber Auskunft, wie viel des errichteten Volumens im Untersuchungsjahr auch tatsächlich genutzt wurde. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass bei einer volumsbezogenen Auslastung kleiner 100 Prozent nicht unbedingt mehr Abwasser über die Kläranlage genommen werden kann.

Ist ein Nachklärbecken volumenbezogen zu 100 Prozent ausgelastet, bedeutet dies, dass sowohl die Oberfläche als auch die Tiefe der Nachklärung die maximalen Belastungsgrenzen laut A131 genau ausschöpft. Ist ein Nachklärbecken tiefer, als dies aufgrund der Vorgaben erforderlich wäre, so ist die Auslastung kleiner 100 Prozent, es kann jedoch nicht mehr Wasser über die Nachklärung genommen werden als bei einer Nachklärung, die zu 100 Prozent ausgelastet ist.

Die Berechnung der Auslastung gemäß Kläranlagenzustandsbericht unterscheidet sich von der Berechnung der Auslastung beim Benchmarkingprojekt einerseits in der Herangehensweise, und andererseits auch in der damit verfolgten Zielsetzung der Aussage.

## 2 Grundsätzliche Überlegungen zum Begriff Auslastung

- ➔ Eine Kläranlage ist dann zu 100 Prozent ausgelastet, wenn die laut Wasserrechtsbescheid oder laut geltender Rechtslage (1. AEV kommunales Abwasser) geforderten Ablaufwerte mit den vorhandenen Volumina rechnerisch eingehalten werden können bzw. wenn der nach dem Stand der Technik für die Bemessung maßgebende Lastfall (entscheidend sind die Temperatur und die Bemessungsbelastung) im Untersuchungsjahr auftritt.
- ↓ Ist eine Anlage zu weniger als 100 Prozent ausgelastet, so wird mit der Differenz auf 100 Prozent eine mögliche Mehrleistung der Anlage assoziiert werden. Unter eine Auslastung von beispielsweise 50 Prozent wird der Laie (wohl aber auch der Fachmann) davon ausgehen, dass doppelt so viel Abwasser über die Anlage genommen werden könnte, als dies im Untersuchungsjahr der Fall war. Oder im Umkehrschluss kann man davon ausgehen, dass für das betreffende Jahr eine auf das Volumen bezogene halb so große Belebung erforderlich gewesen wäre.
- ↑ Ist eine Anlage zu mehr als 100 Prozent ausgelastet, so ist dies ein Zeichen dafür, dass die Anlage nach dem Stand der Technik bezogen auf die Belastung des Untersuchungsjahres rein rechnerisch ein „Sanierungsfall“ ist.

In den gegenwärtig im Kläranlagenzustandsbericht verwendeten Begriffen der hydraulischen und organischen Auslastung wird die mittlere aktuelle hydraulische bzw. organische Belastung zur beim Projekt geplanten hydraulischen bzw. organischen Belastung in Bezug gesetzt. Diese Art der Berechnung gibt keinerlei Auskunft darüber, ob und welche Kapazitäten im Untersuchungsjahr noch frei gewesen sind.

Bei der Berechnung der volumsbezogenen Auslastung beim Benchmarkingprojekt wurde, wie bereits beschrieben, das vorhandene Gesamtbeckenvolumen zum im Untersuchungsjahr minimal erforderlichen Beckenvolumen in Beziehung gesetzt. Das für das Untersuchungsjahr minimal erforderliche Beckenvolumen wurde anhand einer „Nachbemessung“ nach A131 ermittelt. Die derart errechnete Auslastung spiegelt zwar den im Untersuchungsjahr benötigten Volumensanteil der vorhandenen Becken wider, lässt jedoch ebenfalls keine eindeutige Aussage über die noch freien Kapazitäten bezüglich Abwassermenge zu. Außerdem ist der Informationsgewinn mit dem erforderlichen Aufwand einer jährlichen Nachbemessung nicht zu rechtfertigen.

Da eine Kläranlage auch beim ungünstigsten zu erwartenden Lastfall des Jahres die geforderte Reinigungsleistung erbringen muss, ist für die Berechnung der Auslastung nicht die durchschnittliche Belastung, sondern jene Belastung maßgebend, die den Kriterien der Bemessungsbelastung entspricht.

**Die Auslastung ist daher das Verhältnis der maßgebenden Belastung des Untersuchungsjahres im Verhältnis zur Bemessungsbelastung.**

### **3 Mittlere hydraulische Belastung**

Eine Unterteilung der Auslastung in organische und hydraulische Auslastung, wie sie gegenwärtig im Kläranlagenzustandsbericht vorgenommen wird erscheint aus folgenden Gründen nicht sinnvoll:

- Die hydraulische Auslegung einer Kläranlage basiert vor allem auf einen Stundenspitzenwert, weshalb eine hydraulische **Auslastung** bei Trockenwetter sehr wenig aussagekräftig ist.

- Ist eine Kläranlage hydraulisch richtig bemessen, so wird die Bemessungswassermenge (vor allem in Mischsystemen) auch auftreten. Eine Kläranlage ist daher im Mischwasserfall hydraulisch zumeist zu 100 % ausgelastet.

In der Abbildung 2 sind exemplarisch für zwei Anlagen die Häufigkeitsverteilungen der Zulaufwassermengen aufgetragen. Wie der Abbildung entnommen werden kann und auch noch weitere Auswertungen gezeigt haben, repräsentiert der Median der Zulaufwassermenge den Trockenwetterzulauf des Untersuchungsjahres sehr gut.

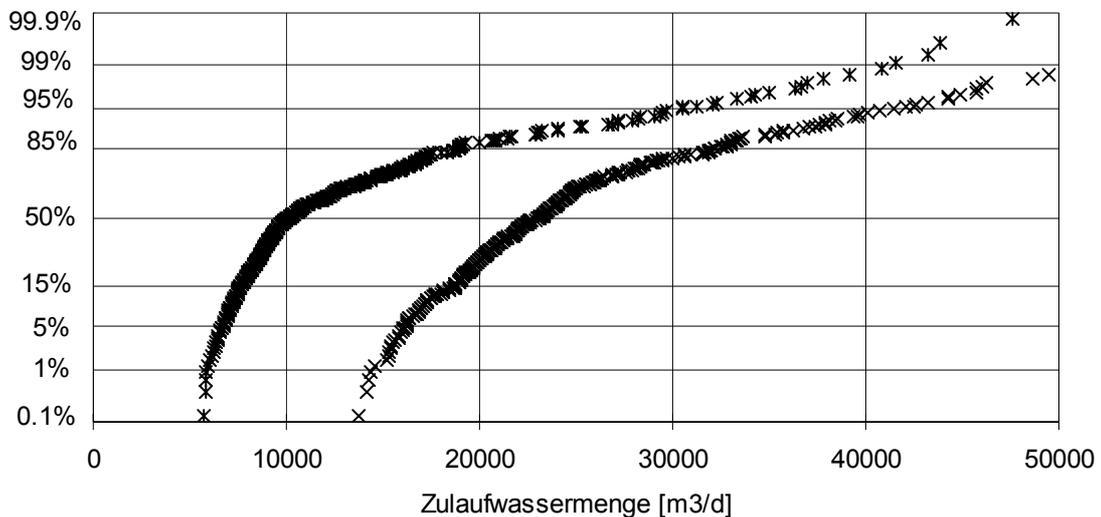


Abbildung 2: Häufigkeitsverteilung der Zulaufwassermenge

Für die Beurteilung der Zulaufwassermenge im Trockenwetterfall wird daher der Begriff einer *mittleren hydraulischen Belastung* vorgeschlagen.

Die mittlere hydraulische Belastung wird als das Verhältnis des mittleren Zuflusses bezogen auf die Bemessungswassermenge bei Trockenwetter, ausgedrückt in Prozent definiert.

$$\text{mittlere hydraulische Belastung [\%]} = \frac{\text{Median der Zulaufwassermenge des Jahres [m}^3\text{/d]} * 100}{\text{Bemessungswassermenge bei Trockenwetter [m}^3\text{/d]}}$$

## 4 Berechnung der Auslastung

Aufgrund der vorangegangenen grundsätzlichen Überlegungen zur Auslastung und der anschließenden Gedanken wird für die Auslastung „neu“ folgende Berechnung vorgeschlagen:

$$\text{Auslastung [\%]} = \frac{\text{maßgebende Belastung des Untersuchungsjahre [kg/d]} * 100}{\text{Bemessungsbelastung [kg/d]}}$$

1. Neben der Richtigkeit des berechneten Auslastungswertes spielt auch die Einfachheit der Berechnung eine entscheidende Rolle.
2. Wurden bei der Planung die Abwasserzusammensetzung und die Temperatur berücksichtigt, ist für die Berechnung der Auslastung nur noch die maßgebende Belastung relevant.
3. Die Berechnung der Auslastung sollte für Anlagen mit simultaner Stabilisierung und für Anlagen mit getrennter Schlammstabilisierung gleich erfolgen.
4. Die Auslastung entspricht nur dann nicht dem Verhältnis von maßgebender Belastung des Untersuchungsjahres zur Bemessungsbelastung, wenn die Anlage nicht nach dem Stand der Technik bemessen wurde. In diesem Fall muss anhand einer „Nachbemessung“ eruiert werden, mit welcher maximalen Bemessungsbelastung die Anlage nach dem Stand der Technik betrieben werden kann.

### 4.1 Maßgebende Belastung des Untersuchungsjahres

Die Bemessungsbelastung kann laut Arbeitsblatt A-131 als Mittelwert einer Periode gebildet werden, die dem Schlammalter entspricht. Dies entspricht bei Anlagen mit Nitrifikation und Denitrifikation dem 14-Tage-Mittelwert und bei Anlagen mit simultaner aerober Stabilisierung dem 4-Wochen-Mittelwert. Stehen nicht ausreichend viele Daten zur Verfügung, kann auch die an 85 % der Tage unterschrittene Fracht herangezogen werden.

Für die maßgebende Belastung des Untersuchungsjahres gilt dies grundsätzlich ebenso. Um jedoch für alle Anlagentypen eine möglichst einfach und einheitlich

ermittelbare maßgebliche Belastung zu erhalten, wird im Folgenden näher untersucht, ob die Verwendung eines Perzentilwertes für die Berechnung der Auslastung sinnvoll und möglich ist.

In Abbildung 3 wurde daher die Häufigkeitsverteilung der CSB-Zulauffrachten einer Anlage aufgetragen und sowohl der Schnittpunkt mit dem 14-Tage-Mittel als auch jener mit dem 4-Wochenmittelwert eingezeichnet. An der Y-Achse kann somit der jeweils zugehörige Perzentilwert abgelesen werden.

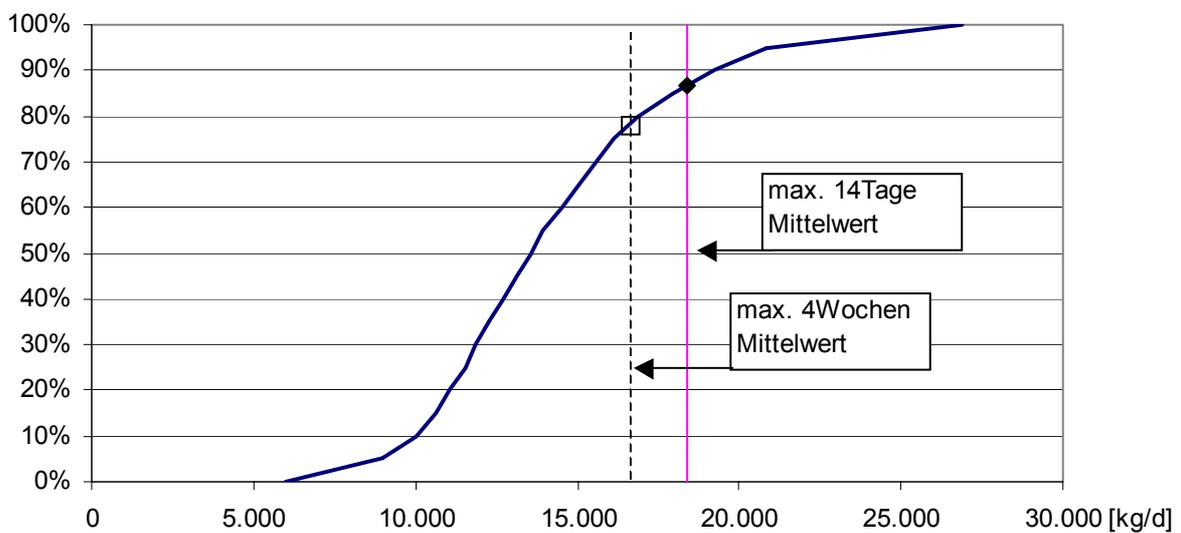


Abbildung 3: Häufigkeitsverteilung der CSB-Zulauffrachten

Die Berechnung der Schnittpunkte wurde bei insgesamt 20 Anlagen durchgeführt und die Ergebnisse in Abbildung 3 dargestellt. Für diese Auswertung wurden nur solche Anlagedaten verwendet, bei denen mehr als 20 CSB-Bestimmungen je Monat zur Verfügung standen. Bei den Daten handelt es sich um Rohdaten, die sowohl aus der Eigen- als auch der Fremdüberwachung durch die Behörde stammen.

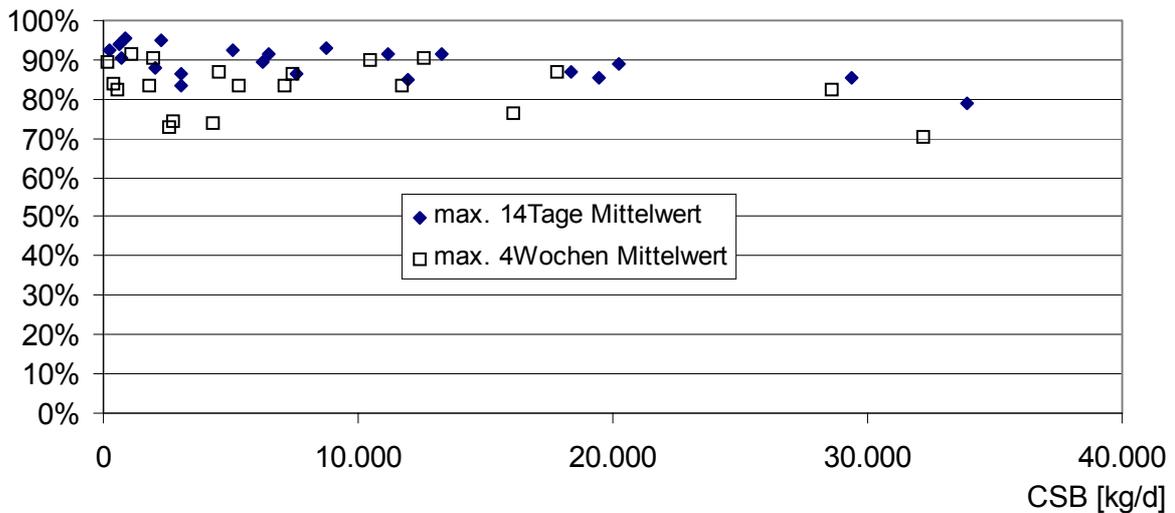


Abbildung 4: Maximales 4-Wochen- bzw. 14-Tagemittel in Abhängigkeit von der Häufigkeit

Aus der Abbildung 4 kann abgeleitet werden, dass das 85%-Perzentil als mittlerer Annäherungswert für das 14-Tagemittel und für das 4-Wochenmittel (= die maßgebende Belastung eines Jahres) sehr gut geeignet ist.

Für die Abschätzung des möglichen Fehlers bei der Berechnung der Auslastung unter Verwendung des 85%-Wertes wurde die maßgebende Belastung des Jahres einerseits dem maximalen 14-Tagemittelwert, und andererseits dem 4-Wochenmittelwert gleichgesetzt. Das Verhältnis dieser Werte zum 85%-Wert ergibt den maximalen Unterschied der Auslastung in Prozent der untersuchten Anlagen.

Aus der Abbildung 5 kann abgelesen werden, dass der 14-Tagemittelwert um bis zu 20 % höher und bis zu -5 % kleiner gewesen ist als der 85%-Wert und somit auch die Auslastung in diesem Bereich schwankt. Das maximale 4-Wochenmittel weicht hingegen um bis zu -22 % nach unten hin und bis zu 11 % nach oben hin vom 85%-Wert der untersuchten Anlagen ab.

Wie aus der Abbildung 4 abgelesen werden kann, sind die größten Abweichungen des 14-Tagesmittelwert vom 85%-Wert vor allem bei kleineren Anlagen feststellbar. Dies kann auf eine geringere Messhäufigkeit zurückgeführt werden, bei der eher höherer Belastung während der Woche erfasst werden.

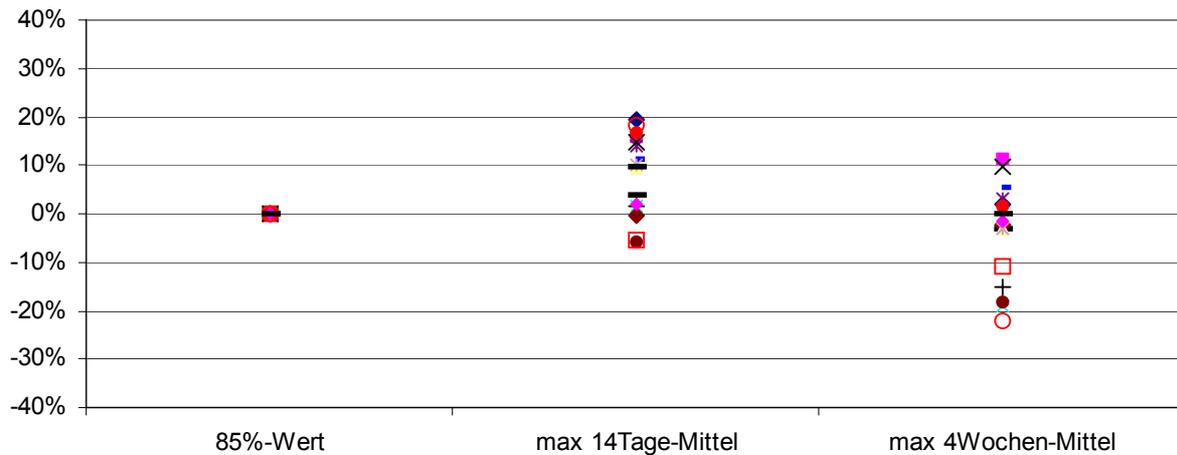


Abbildung 5: Prozentuelle Abweichung der Auslastung je nach Berechnungsart

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass der 85%-Wert die maßgebende Belastung eines Jahres als Näherungswert für alle Anlagentypen sehr gut widerspiegelt. Außerdem kann der 85%-Wert mit Hilfe der Datenverarbeitung sehr einfach berechnet werden.

Neben den genannten Vorteilen des 85%-Wertes für die Verwendung als maßgebende Belastung spricht auch die Tatsache, dass sehr hohe Einzelwerte den 14-Tage-Mittelwerte sehr stark beeinflussen können, jedoch auf den 85%-Wert kaum Einfluss haben. Sehr hohe Einzelwerte sind vor allem bei geringe Datendichte problematisch. Vor allem bei kleinen Anlagen, bei denen mit geringen Datenmengen gerechnet werden muss, liegt man bei falschen Einzelwerten mit dem 85%-Wert auf der sicheren Seite.

Die Abbildung 6 zeigt die 14-Tage-Mittelwerte sowie den 85%-Wert der CSB-Zulauffrachten einer Kläranlage, bei der der sechzehnte Mittelwert (= Anfang August) wesentlich höher ist als alle anderen. Der wesentlich höhere Wert wurde aufgrund eines Hochwasserereignisses und einer damit verbundenen sehr hohen Fracht an nur drei Tagen verursacht.

Da eine Kläranlage natürlich nicht auf solche Extremfälle ausgelegt ist und die in diesem Fall vorwiegend partikuläre Fracht (= Ausschwemmungen aus dem

Kanalnetz) in der Vorklärung entfernt wird, erscheint es wenig sinnvoll, dass die hohen Frachten von nur drei Tagen auf die Berechnung der Auslastung einen wesentlichen Einfluss haben.

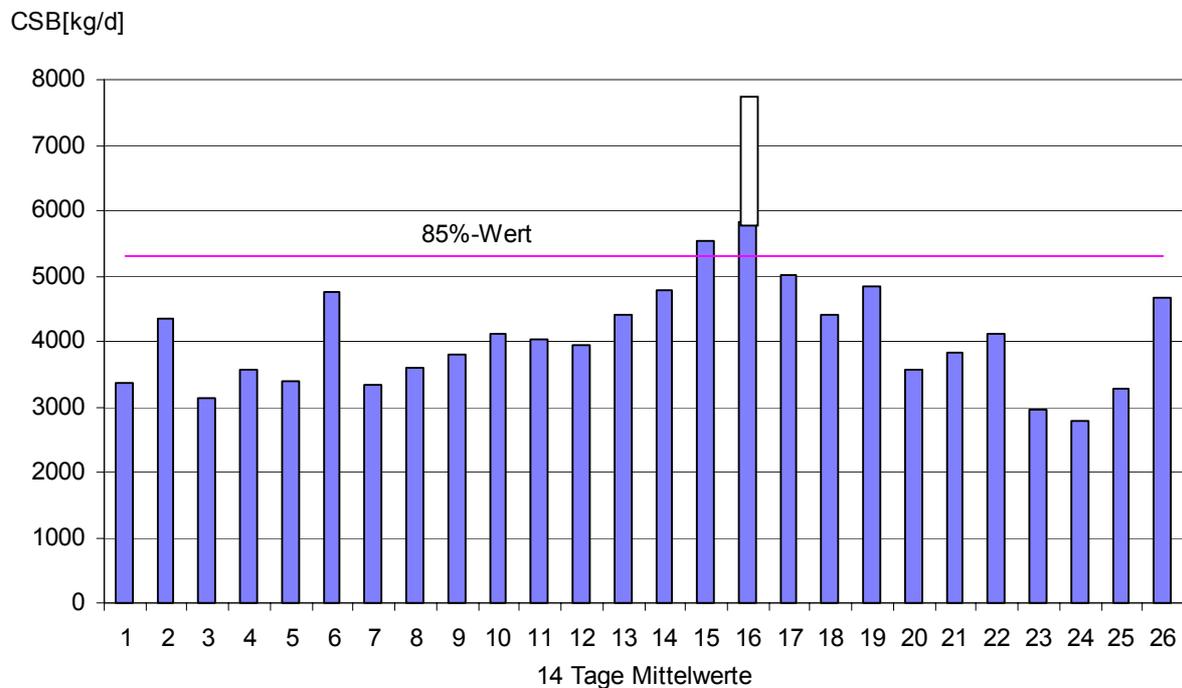


Abbildung 6: 14 Tages Mittelwerte im Vergleich zum 85%-Wert der CSB-Zulaufkraft

Grundsätzlich kann gesagt werden, dass sehr hohe Werte mit geringer Häufigkeit - deren Ursprung in Extremereignissen, aber auch in Messfehlern liegen kann - bei der Berechnung der Auslastung unter Verwendung des 85%-Wertes nicht in dem Maße durchschlagen, wie dies beim 14-Tages-Mittelwert der Fall sein kann.

## 5 Zusammenfassung

Neben den bereits üblicherweise verwendeten Begriffen der durchschnittlichen Belastung und der Bemessungsbelastung wird der Begriff der maßgebenden Belastung des Untersuchungsjahres eingeführt.

Für die Festlegung der maßgebenden Belastung des Untersuchungsjahres gelten grundsätzlich die gleichen Vorgaben wie für die Bemessungsbelastung, der Betrachtungszeitraum ist jedoch auf das jeweilige Untersuchungsjahr eingeschränkt. Außerdem hat sich gezeigt, dass die maßgebende Belastung des Untersuchungsjahres mit Hilfe des 85%-Wertes für alle Anlagentypen sehr gut charakterisiert werden kann.

Da eine Kläranlage im Regenwetterfall immer ausgelastet sein wird, erscheint die Angabe der hydraulischen Auslastung wenig sinnvoll. Für die Beurteilung der Zulaufwassermenge im Trockenwetterfall wird der Begriff einer mittleren hydraulischen Belastung vorgeschlagen, wobei diese durch das Verhältnis des Medians der Zulaufwassermenge zur Bemessungswassermenge bei Trockenwetter bestimmt wird.

Für die Berechnung der Auslastung einer Kläranlage wird ausschließlich die organische Kohlenstofffracht als maßgeblich angesehen. Für die Berechnung der Auslastung einer Kläranlage wird demnach das Verhältnis der maßgebenden Belastung des Untersuchungsjahres zur Bemessungsbelastung in Prozent vorgeschlagen:

$$\text{Auslastung} [\%] = \frac{\text{maßgebende Belastung des Untersuchungsjahre} [\text{kg} / \text{d}]}{\text{Bemessungsbelastung} [\text{kg} / \text{d}]} * 100$$

Entspricht eine Kläranlage nicht dem Stand der Technik, muss die für die Berechnung zu verwendende Bemessungsbelastung mit Hilfe einer „Nachbemessung“ festgelegt werden.

## 6 Literatur

- ATV Regelwerk Abwasser-Abfall (2000): Arbeitsblatt A131, Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen, Mai 2000
- ATV Regelwerk Abwasser-Abfall (2002): Arbeitsblatt A198, Vereinheitlichung und Herleitung von Bemessungswerten für Abwasseranlagen, Entwurf, März 2002
- Bundesgesetzblatt Nr. 210 (1996): Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft über die Begrenzung aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete (1.AEV für kommunales Abwasser), Wien
- Lindtner, S., Nowak, O. and Kroiss, H. (2002): Benchmarking für Abwasserreinigungsanlagen. Wiener Mitteilungen, 176, 95-132
- ÖWAV-Arbeitsbehelf 9 (2000): Kennzahlen für Abwasserreinigungsanlagen, Teil 1: Ablaufqualität-Bewertung und Beurteilung. Österreichischer Wasser und Abfallwirtschaftsverband, Wien.
- ÖWAV-Arbeitsbehelf 22 (1999): Kläranlagenzustandbericht. Österreichischer Wasser und Abfallwirtschaftsverband, Wien.

Korrespondenz an:

Stefan Lindtner  
1040 Wien, Karlsplatz 13/226/1  
01/58801-22613  
lindtner@iwag.tuwien.ac.at

# **Erfahrungen mit Benchmarking von Kläranlagen am Beispiel der ARA-Unterpinzgau**

Anton Rattensperger

Reinhalteverband Unterpinzgau

**Kurzfassung:** Für Abwasserreinigungsanlagen und Kanalisationsbetriebe werden von den Betreibern die Betriebskosten üblicherweise in Abwasserreinigung und Kanalbetrieb aufgeteilt. Eine detaillierte Aufteilung erfolgt für Personal-, Material-, Energie- und Entsorgungskosten sowie Kosten für Leistungen von Dritten und Sonstiges. Eine Kostenzuteilung zu den einzelnen Prozessen erfolgt nur teilweise und ein Kostenvergleich mit anderen Betreibern war bisher nicht üblich. Durch das Benchmarking in der Abwasserwirtschaft ist es nun möglich die einzelnen Prozesse auf ihre Kostenanteile zu analysieren und sowohl für die Eigenkontrolle, als auch zum Vergleich mit anderen Betreibern übersichtlich darzustellen. Durch die Individualdarstellung des Benchmarkergebnisses stellt sich für die einzelnen Prozesse das mögliche Verbesserungspotential dar und werden neben den kostenmäßigen auch technische Abläufe verglichen und mögliche Verbesserungspotentiale aufgezeigt.

**Key-Words:** Benchmarking, Abwasserreinigung, Kanalinstandhaltung, Prozeßoptimierung, Kostenoptimierung

## **1 Benchmarking aus Sicht der Betreiber**

Der Gesetzesgeber schreibt die sicherlich notwendige Abwasserentsorgung vor und unterstützt die Betreiber von Abwasseranlagen bei der Errichtung ihrer Kanäle und Abwasserreinigungsanlagen. Die wirtschaftliche Errichtung und ein möglichst kostengünstiger Betrieb von Abwasseranlagen befinden sich jedoch in der Verantwortung des Betreibers. Um einen ordnungsgemäßen Betrieb auch wirtschaftlich und kostengünstig durchführen zu können, ist aus Sicht unseres Verbandes das Benchmarking von Kläranlagen eine begrüßenswerte Einrichtung. Durch optimalen Einsatz von Personal und Prozeßabläufen können sicherlich Kosten eingespart werden.

Um den Anforderungen der ersten Emissionsverordnung gerecht zu werden, waren vor Zusammenschluß zum Reinhaltverband für unsere heutigen Mitgliedsgemeinden jeweils Einzelanlagen geplant. Auf Grund einer, durch uns beauftragten, Studie ergab sich als technisch Beste und wirtschaftlichste Lösung für die Abwasserreinigung in unserem Einzugsgebiet ein gemeinsames Projekt. Auch solche Untersuchungen sind als Vorstufe zum Benchmarking anzusehen. Nach Zusammenschluß der heutigen Verbandsmitglieder (Gemeinde Bruck a.d.Glstr., Gemeinde Fusch a.d.Glstr., Marktgemeinde Taxenbach) zum Reinhaltverband Unterpinzgau wurde die zwischenzeitlich seit fünf Jahren im Betrieb befindliche Verbandskläranlage als einstufige Belebungsanlage mit vorgeschaltetem Selektor und simultaner (bzw. intermittierender) Denitrifikation und simultaner aerober Schlammstabilisierung für 25.000 EGW errichtet. In der Schlammlinie betreiben wir statische Eindicker und einen Dekanter zur Schlammentwässerung.

Außerdem wird durch den Reinhaltverband für eine unserer Mitgliedsgemeinden eine Kleinkläranlage mit einer Ausbaugröße von 700 EGW betrieben.

Beim Reinhaltverband Unterpinzgau sind derzeit vier Mann als Klärwärter bzw. Kanalwarte beschäftigt. Für die Verwaltung und Betriebsleitung bin ich, als Geschäftsführer, verantwortlich. Die Buchhaltung ist mit einer Teilzeitkraft besetzt. Vom RHV-Unterpinzgau werden die Verbandskläranlage Bruck (Ausbaugröße 25.000 EGW), die Kläranlage Eschenau (Ausbaugröße 700 EGW), ca. 14 Kilometer Verbandskanalisation, ca. 80 Kilometer Ortskanalisation, 3 Verbandspumpwerke und 25 Ortsnetzpumpwerke betreut.

In unserem Verband wurde Wirtschaftlichkeit und Kostenoptimierung neben der ordnungsgemäßen Entsorgung von Abwässern immer in den Vordergrund gestellt. Auf Grund dieser Einstellung wurde durch unseren Vorstand die Teilnahme beim Forschungsprojekt Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft befürwortet. Alleine durch die umfangreiche Datenerhebung für das Benchmarking wurden für die Kostenaufteilung zwischen den Verbandsmitgliedern wichtige und für die Kostenzuteilung übersichtliche Unterlagen geschaffen. Die für das Benchmarking zur Verfügung gestellten Unterlagen wurden zwischenzeitlich für sämtliche Arbeiten im Bereich des Reinhaltverbandes ausgeweitet.

Alle im Individualbericht dargestellten Einstufungen konnten für jeden Anlagenteil gut nachvollzogen werden und haben bereits zu einigen Verbesserungen und Umstellungen geführt.

- Für Prozeß 1 wurde ein mittleres Einsparungspotential ausgearbeitet.
- Im Prozeß 2 wurde ein wirtschaftlicher Betrieb bestätigt.
- Prozeß 3 wird auf unserer Verbandskläranlage nicht betrieben.
- Der Prozeß 4 war im Zeitraum des Forschungsprojektes in einer Umbau- bzw. Probetriebsphase und konnte nicht beurteilt werden.
- Der Anteil von Hilfskosten und Kosten für die Verwaltung lagen deutlich über dem Durchschnitt.

Nach Überprüfung des Individualberichtes und nochmaliger Prüfung der angegebenen Daten hat sich für uns im Bereich des Prozesses 1 folgendes dargestellt.

- Die in der Kostenaufteilung angeführten hohen Personalkosten waren auf Grund von Aufzeichnungen nachvollziehbar und sind im Zuge des Probetriebes tatsächlich angefallen.
- Die gegenüber dem Benchmark hohen Entsorgungskosten ergaben sich durch das Entsorgungssystem mittels Hausmüllabfuhr, bei dem Entsorgungskosten von € 0,30/kg angefallen sind. Durch geringfügige Umbauarbeiten (Kosten ca. € 1.500,00) kann das Rechengut, mittels Großcontainer, direkt an eine Mülldeponie entsorgt werden. Dadurch ergibt sich eine jährliche Einsparung bei den Entsorgungskosten für Rechengut von ca. € 2.000,00.
- Auch im Bereich der Fettentsorgung konnte durch Einbau von Röhreinrichtungen in die Fettbunker zur Homogenisierung (Umbaukosten ca. € 1.000,00) eine jährliche Einsparung von ca. € 1.500,00 erzielt werden.

Auf Grund unserer bisherigen Erfahrungen mit dem Benchmarking konnten bereits einige Verbesserungen im Betriebsablauf vorgenommen werden, wodurch nachweislich mehr als die, durch den Verband, aufgewendeten Kosten

für die Teilnahme am Forschungsprojekt eingespart werden konnten. Außer den oben genannten Einsparungen bei der Entsorgung von Rechengut und Fett konnten durch Optimierung von Wartungsarbeiten, vor allem bei den Außenstationen, Einsparungen erzielt werden.

Jedoch wie bei allen Erneuerungen und Änderungen sollten auch die negativen Auswirkungen bzw. Verbesserungsmöglichkeiten aufgezeigt werden.

Für die Auswertung des Forschungsprojektes beim Benchmarking wurden Einnahmen für verschiedene Leistungen an externe Betriebe durch unser Personal nicht berücksichtigt. Dadurch wurden im Individualbericht die Hilfskosten, wie Verwaltung und Labor, als erhöht dargestellt. Bei Berücksichtigung von Einnahmen, die für Leistungen an externe Betriebe erfolgten, ergibt sich auch in diesem Bereich ein positives Ergebnis. Um bei eventuellen Veröffentlichungen (auch Vorstellungen bei den eigenen Verbandsmitgliedern) negativen Kritiken vorab entgegen zu wirken, sollten solche Kostenstellen jedenfalls in das Benchmarking eingebunden werden. Auch bei Überprüfung der Betriebskosten durch die Aufsichtsbehörden könnte das Benchmarking bei Nichtberücksichtigung von Einnahmen eine wirtschaftliche Betriebsführung falsch darstellen.

Abschließend möchte ich festhalten, dass das Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft ein hilfreiches Instrument zur Eigenüberwachung von wirtschaftlichen und ökonomischen Betriebsabläufen darstellt und nicht als Wettbewerb unter Konkurrenten, sondern als Eigenkontrolle und als Einrichtung zum Lernen vom Besten angesehen werden sollte.

Korrespondenz an:

GF Rattensperger Anton

Auweg Nr. 25

5662 Gries

Tel.Nr.: 06545/6339

E-Mail: [rhv.unterpinzgau@sbg.at](mailto:rhv.unterpinzgau@sbg.at)

## **Erfahrungen mit „Benchmark von Kläranlagen“ am Beispiel der ARA-Strass**

Josef Dengg

Abwasserverband Achenal - Inntal - Zillertal  
(AIZ-Abwasserverband)

**Kurzfassung:** Die immer wieder aufgeworfene Diskussion der Wirtschaftlichkeit und Effizienz der von der öffentlichen Hand betriebenen Wirtschaftszweige wie Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung hat zu einer gewissen Skepsis in der Öffentlichkeit geführt, ob nicht andere Betreiberformen diese Leistungen wesentlich kostengünstiger zur Verfügung stellen könnten. Nicht zuletzt dadurch ist der Ruf nach Privatisierung dieser in Österreich überwiegend in öffentlicher Hand liegenden Wirtschaftsbereiche laut geworden. Mit dem Österreichischen Forschungsprojekt „Benchmark in der Siedlungswasserwirtschaft“, welches unter dem Projekträger ÖWAV, Wien durchgeführt wurde, ist der Versuch gestartet worden mit der Einführung von Kosten- und Leistungsrechnung in der Abwasserwirtschaft sowie der Erhebung von detaillierten Leistungsdaten, sinnvolle und vergleichbare Kennzahlen und Benchmarks als prozessbezogene Referenzwerte zu ermitteln. Als Grundlage des Vergleichs dient dabei die sog. „Best-Practice-Leistung“.

Benchmarking stellt nicht nur ein in der Privatwirtschaft taugliches und gängiges Instrument zur Unternehmensplanung sowie Leistungsmessung und Effizienzsteigerung dar, sondern ist auch für den Bereich der Abwasserbeseitigung, deren Anlagenerrichtung und -betrieb vorwiegend in der Hand von öffentlichen Institutionen wie Städte, Gemeinde und Verbänden liegt erfolgreich einsetzbar. Mit diesem wirtschaftlichen Leistungsvergleich kann die Privatisierungsargumentation auf ihren Wahrheitsgehalt hin geprüft bzw. ihr entgegengetreten werden. Am konkreten Beispiel der ARA-Strass des AIZ-Abwasserverbandes sollen die Ergebnisse, die praktischen Erfahrungen und der Nutzen aus dem Projekt vorgestellt werden.

**Key-Words:** Benchmark von Kläranlagen, Unternehmensplanung, Best-Practice-Leistung, wirtschaftlicher Leistungsvergleich

# 1 Einleitung

Die von der öffentlichen Hand betriebenen Wirtschaftszweige wie Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung sehen sich immer wieder den Vorwürfen ausgesetzt, Defizite bei Effizienz und Wirtschaftlichkeit aufzuweisen und damit zu einem hohen Gebührenniveau in diesen Bereichen beizutragen. Diese Meinung wird noch durch die „Monopolstellung“ dieser Betriebe verstärkt, da keine Konkurrenz vorhanden ist und damit auch keine belebenden und effizienzsteigernden Stimulierungen gegeben sind (PWC-Studie „Optimierung der kommunalen Wasserver- und Abwasserentsorgung im Rahmen einer nachhaltigen Wasserpolitik“, 2001).

Um diese Vorwürfe auf den Wahrheitsgehalt hin zu überprüfen bzw. zu entkräften, wurde vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft das für den gesamten EU-Raum beispielgebende Forschungsprojekt

## „Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft“

in Auftrag gegeben und mit Jahresende 2001 abgeschlossen.

In diesem Projekt wurde die wirtschaftliche Leistungsfähigkeit von öffentlichen Abwasserentsorgungsanlagen im Detail, getrennt nach Kanalisation und Abwasserreinigung untersucht und verglichen.

# 2 Projektgrundlagen, Projektaufbau

## 2.1 Projektträger - Projektzweck

Als Projektträger wurde der gemeinnützige Verein ÖWAV, Marc-Aurel-Straße 5, 1010 Wien vom BM für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft betraut.

Der Projektzweck lag in der Ermittlung von sinnvollen und vergleichbaren Kennzahlen und prozessbezogenen Referenzwerten so genannten „Benchmarks“ in der Siedlungswasserwirtschaft. Diese können als Grundlage einer

Wirtschaftlichkeitssteuerung, dem Aufzeigen von Einsparungspotenzialen und damit einer Schaffung von Impulsen zur Kostensenkung dienen.

BM Mag. W. Molterer hat in seinem Vorwort zum Endbericht den Sinn des Forschungsprojektes treffend formuliert.

*„Der Sinn von Benchmarking-Projekten liegt darin, die Besten zu definieren und von den Besten zu lernen. Erst das Wissen, welche Leistungen zu welchen Kosten im besten Fall erbracht werden können, ermöglichen ein zielgerechtes Vorgehen zur Optimierung der bestehenden Kosten- und Leistungsstrukturen.“*

An diesem wirtschaftlichen Vergleich von öffentlichen Abwasserentsorgungsanlagen nahmen 71 Verbände und Gemeinden unterschiedlichster Größe teil. Ausgenommen waren die Kläranlagen und Kanalnetze der Großstädte, da diese eine andere Struktur und Abwassercharakteristik als Verbände aus dem kommunalen Bereich aufweisen. Dass die im Projekt gefundenen Ergebnisse und getroffenen Aussagen auch repräsentativ sind, beweist die Tatsache, dass mit den 71 Teilnehmern rd. 75% der in Österreich anfallenden Einwohnerwerte aus dem kommunalen Bereich erfasst wurden.

## **2.2 Projektbetreuung**

Die fachliche Abwicklung und wissenschaftliche Betreuung des Forschungsprojektes erfolgte durch die nachstehenden Institutionen:

- IWAG – Institut für Wassergüte und Abfallwirtschaft, Technische Universität Wien (o.Univ.-Prof. DI. Dr. Kroiss) – Zuständig für die Entwicklung technischer Kennzahlen im Bereich der Abwasserreinigungsanlagen.
- IWGA – Institut für Wasserversorge, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft, Universität für Bodenkultur, Wien (Univ.-Prof. DI. Dr. Haberl) – Zuständig für die Entwicklung technischer Kennzahlen im Bereich der Kanalisationsanlagen.
- Quantum – Institut für betriebswirtschaftliche Beratung GmbH., Klagenfurt – Zuständig für die betriebswirtschaftlichen Belange.
- ÖWAV – Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband – Zuständig für die Projektleitung und Koordinierung.

## 2.3 Projektaufbau - Module

Das Forschungsprojekt ist modular aufgebaut und wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit untereinander und der Sinnhaftigkeit der Referenzwerte in diverse Gruppen, Größenklassen sowie Kostenstellen bzw. Prozesse eingeteilt. Die Abbildungen 1 und 2 geben eine Übersicht über die Projektstruktur.

**Modul 1:** Erstellung detaillierter Grundlagen und Anweisungen für die Erfassung, Dokumentation und Auswertung technischer und wirtschaftlicher Daten zur Projektumsetzung, aufbauend auf bereits vorhandenem Datenmaterial (Benchmarkingprojekte aus Deutschland, Literatur, usw.). Test der Projektstruktur an konkreten Fällen (Anlagen aus der Steiermark).

**Modul 2:** Erfassung der technischen und wirtschaftlichen Basisdaten vor Ort zur Dokumentation der technischen und wirtschaftlichen Leistung der Benchmarking-Teilnehmer mittels einheitlicher und von den Projektbetreuern erarbeiteten Datenerhebungsbögen. Die Daten-Plausibilität wurde von beauftragten Zivilingenieuren (je Bundesland) geprüft. Die Kosten- und Leistungsrechnung wurde für das Jahr 1999 in, von der Fa. Quantum standardisierten Form, auf den Anlagen eingeführt.

**Modul 3:** Auswertung der – österreichweit einheitlich erfassten – technischen und wirtschaftlichen Daten von 71 Gemeinden und Verbänden. Ermittlung von spezifischen Kennzahlen zum Aufzeigen von Einsparungspotentialen und zur Detailprozessanalyse.

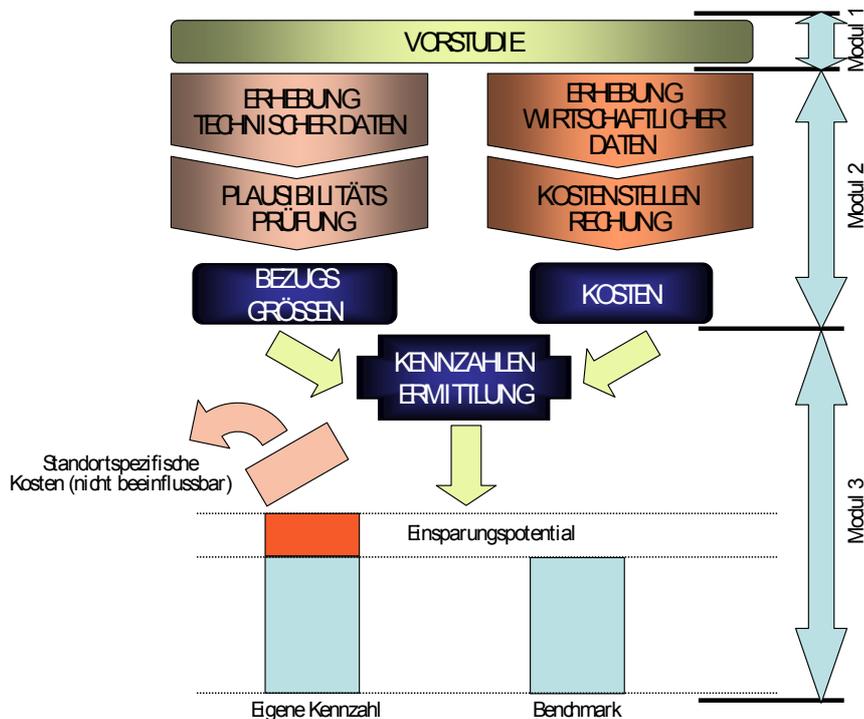


Abbildung 1: Übersicht über den modularen Aufbau des Forschungsprojektes

### Leitfaden Benchmarking in der SWW

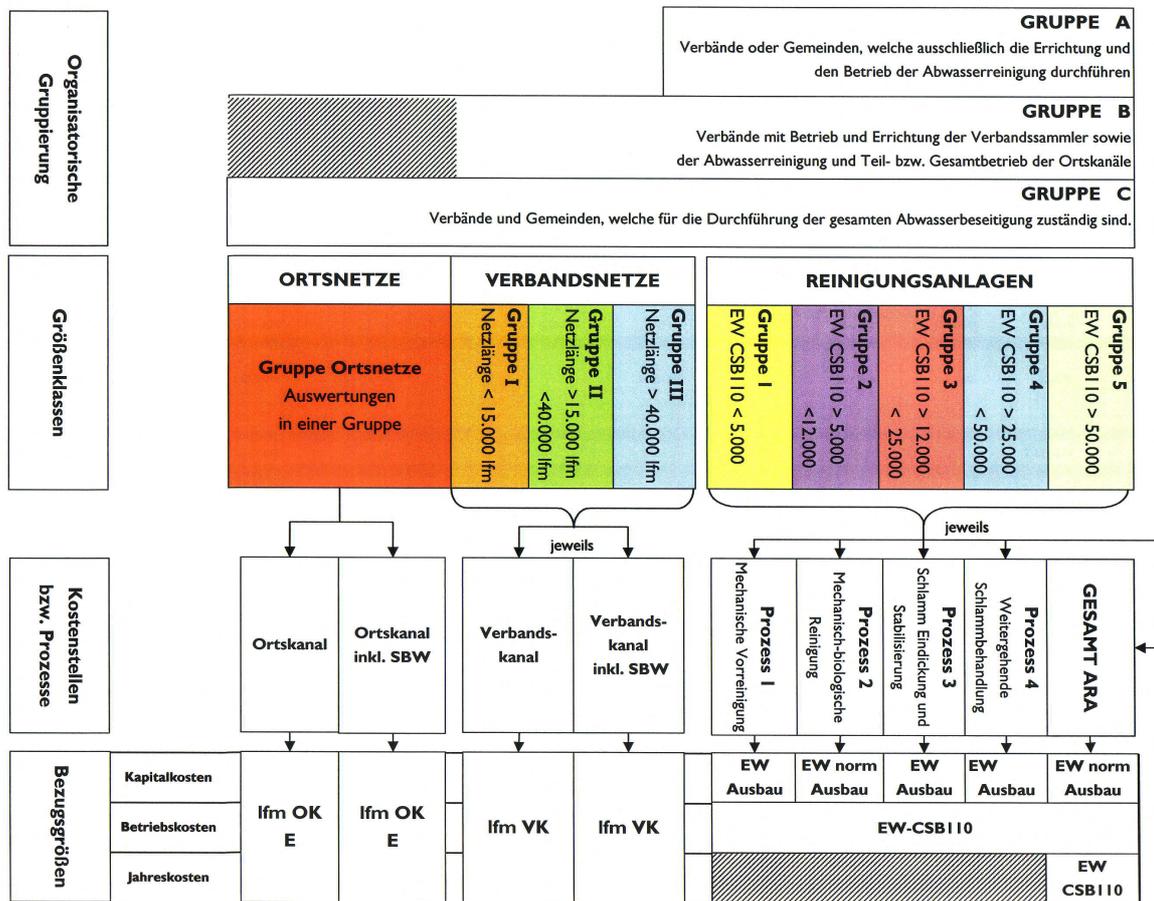


Abbildung 2: Übersicht über die Einteilung der Gruppen, Größenklassen, Kostenstellen bzw. Prozesse und Bezugsgrößen

## 2.4 Datenveröffentlichung - Anonymisierung

Die Weitergabe und Veröffentlichung der Ergebnisse erfolgte anonymisiert, da es sich bei dem zur Verfügung gestellten Datenmaterial und hier im Speziellen bei den Wirtschaftsdaten um vertrauliche Angaben handelt, die den Bestimmungen des Datenschutzgesetzes unterliegen.

Ebenfalls sollte dadurch ein gegenseitiges „Auspielen“ der Teilnehmer über die Medien in der Öffentlichkeit verhindert werden, da dies weder gewünscht noch dem Projektzweck dienlich ist.

### **3 Kosten- und Leistungsrechnung**

Für die Ermittlung der betriebswirtschaftlichen Daten wurde eigens für das Benchmarking ein einheitlicher Kosten- und Leistungsrechnungsstandard entwickelt, welcher den Teilnehmern im Rahmen der Datenerhebung erläutert wurde. Die von den einzelnen Teilnehmern angeführten Kosten wurden vor der Ermittlung von Bezugsgrößen von den Projektbetreuern auf Plausibilität geprüft.

Die Ergebnisse der Kosten- und Leistungsrechnung dienen neben der Verwendung für das Benchmarking auch den Verantwortlichen der Anlagenbetreiber zur internen betriebswirtschaftlichen Steuerung. Damit wurde den Betreibern ein Instrumentarium für ein innerbetriebliches, wirtschaftliches Monitoring und Controlling in die Hand gegeben, bei dem es möglich ist Abweichungen von leistungsbezogenen Ergebnissen (zeitlicher und dynamischer Vergleich von prozessbezogenen Kosten) festzustellen und gegebenenfalls entsprechende Maßnahmen einzuleiten.

### **4 Benchmarking von Kläranlagen**

#### **4.1 Methodik - Vorgehensweise**

Um beim Benchmarking Abwasserreinigungsanlagen mit unterschiedlichen Verfahrensstrukturen miteinander vergleichen zu können wurde ein Prozessmodell entwickelt, bei dem gleichartige Abläufe zu 4 Prozessen zusammengefasst wurden. Somit können Anlagen in ihrer jeweiligen Größenklasse bei Einhaltung der vorgegebenen gesetzlichen Reinigungsanforderungen - ob ihrer unterschiedlichen Konzeption und/oder Betriebsweisen - in ihrer Wirtschaftlichkeit und Effizienz verglichen werden.

Um aussagekräftige Kennzahlen zu erhalten, ist es erforderlich die erhobenen Kosten zu möglichst sensitiven Bezugsgrößen in Relation zu bringen. Für die Jahreskosten, die Gesamtbetriebskosten und die Betriebskosten der vier Prozesse ist die Bezugsgröße  $EW_{CSB110}$  gewählt worden, da diese ein Maß der mittleren Jahresbelastung mit organischer Schmutzfracht einer ARA darstellt. Für die Gesamtkapitalkosten und die Kapitalkosten des Prozesses 2 (mechan.-biolog. Reinigung) wurde der  $EW_{NORM-Ausbau}$  als Bezugsgröße herangezogen.

Damit entspricht die Bezugsgröße jener EW-Zahl (auf Grundlage der anerkannten Regeln der Technik; Bemessung nach ATV A 131) bei der die Anlage, die gesetzlichen Mindestanforderungen gemäß 1.AEVkA einhalten kann. Für die Prozesse 1, 3 und 4 wird als Bezugsgröße die tatsächliche EW-Ausbaugröße herangezogen.

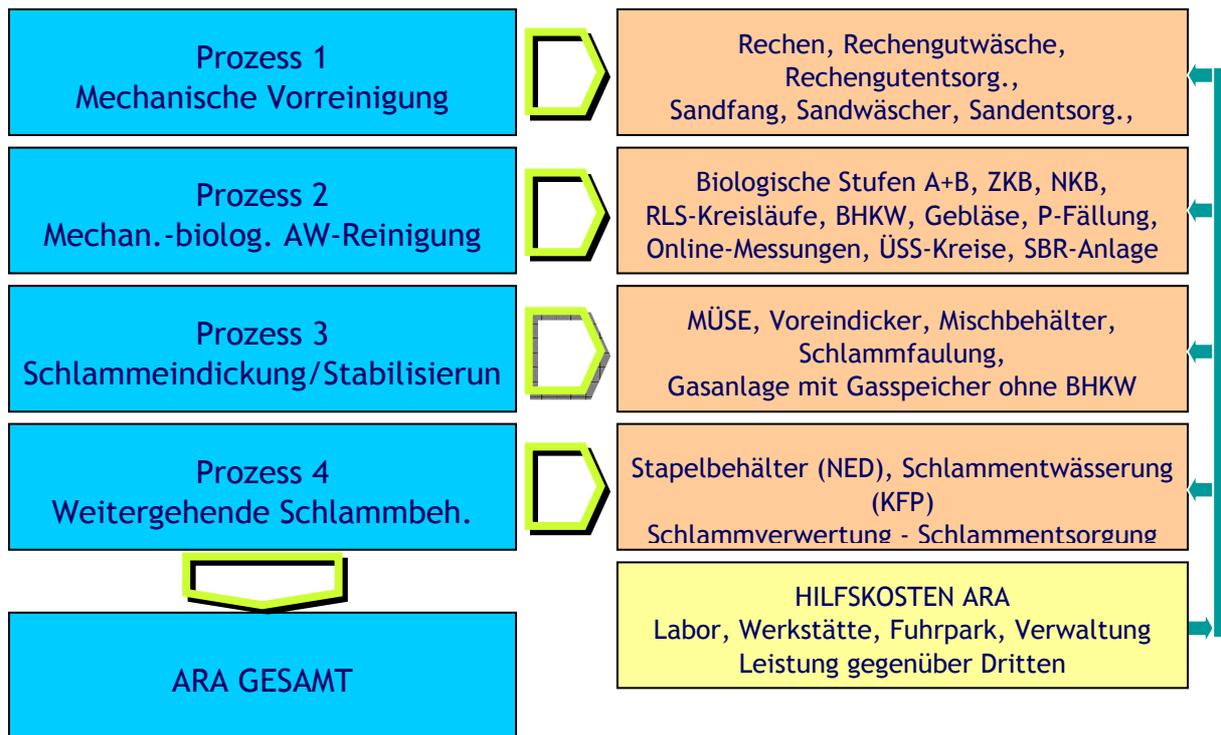


Abbildung 3: Einteilung der Prozesse für die ARA-Strass

Tabelle 1: Übersicht über die verwendeten Bezugsgrößen

Prozess	Kapitalkosten	Betriebskosten	Jahreskosten
Gesamt	$EW_{\text{NORM-Ausbau}}$	$EW_{\text{CSB110}}$	$EW_{\text{CSB110}}$
Prozess 1	$EW_{\text{Ausbau}}$		
Prozess 2	$EW_{\text{NORM-Ausbau}}$		
Prozess 3	$EW_{\text{Ausbau}}$		
Prozess 4	$EW_{\text{Ausbau}}$		

## 4.2 Definition von Benchmarks, Benchmarkbereichen und Benchmarkanlagen

Der Benchmarkbereich wird durch die niedrigsten spezifischen Kosten der Benchmarkanlagen jeder Gruppe zuzüglich eines Prozentsatzes nach oben abgeschlossen. Die Höhe dieses Prozentsatzes wurde je nach Kostenart (Betriebs-, Kapital- und Jahreskosten) und Anlagengruppe nach Erfahrungswerten festgelegt. Der Benchmarkbereich gibt jene spezifischen Kosten an, die unter Berücksichtigung der Datengenauigkeit bei den günstigsten Anlagen gesichert erreicht werden können.

Die festgelegten Prozentsätze zur Ermittlung des Benchmarkbereiches sollen einerseits datenbedingte Unsicherheiten ausgleichen, jährliche Schwankungen der Zulauffrachten und Unsicherheiten bei der Kostenzuordnung – z.B. von Personalkosten, aber auch von Reparatur- und Instandhaltungskosten – beinhalten. Bei kleinen Anlagen (Gruppe 1 und 2) sind die Schwankungen und Unsicherheiten der Daten stärker ausgeprägt als bei großen Anlagen, weshalb der Ausgleichsprozentsatz bei den Betriebskosten hier mit 20 % und bei großen Anlagen mit 10 % angesetzt wurde.

Tabelle 2: Übersicht über die Prozentsätze zur Harmonisierung des Benchmarkbereichs

Kostenart	Gruppe 1, 2	Gruppe 3, 4, 5
Betriebskosten	20 %	10 %
Kapitalkosten	10 %	10 %
Jahreskosten	15 %	10 %

Um eine Abwasserbeseitigungsanlage als „Benchmarkanlage“ definieren zu können, muss diese neben der Forderung nach Effizienz und Wirtschaftlichkeit nachstehende Bedingungen erfüllen:

- Einhaltung der gesetzlichen Mindestanforderungen bei der Reinigungsleistung entsprechender der 1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser (1.AEVkA).
- Erfüllung der notwendigen Qualitätskriterien aus technischer Sicht (ARA am Stand der Technik).

- Typisch kommunales Abwasser mit entsprechenden Verhältnissen von CSB, Stickstoff und Phosphor.
- Spezifische Kosten im nach den obigen Kriterien ermittelten Benchmarkbereich.

Für die Prozesse 1 bis 4 wird bei den Betriebskosten je Gruppe genau ein Benchmark definiert. Benchmark in einer Gruppe für den jeweiligen Prozess ist jene Anlage, die den oben genannten Kriterien entspricht und die geringsten spezifischen Kosten im jeweiligen Prozess aufweist. Die Unsicherheit der Daten und der Kostenzuordnung ist hier nicht berücksichtigt, weil sie eine wesentlich geringere Rolle spielt als bei den Gesamtkosten.

Wie die Datenanalyse der Kapitalkosten gezeigt hat, ist die Datendichte plausibler Daten in den einzelnen Prozessen so gering, dass die Festlegung von Benchmarks für die Kapitalkosten der Einzelprozesse als nicht sinnvoll erachtet wurde.

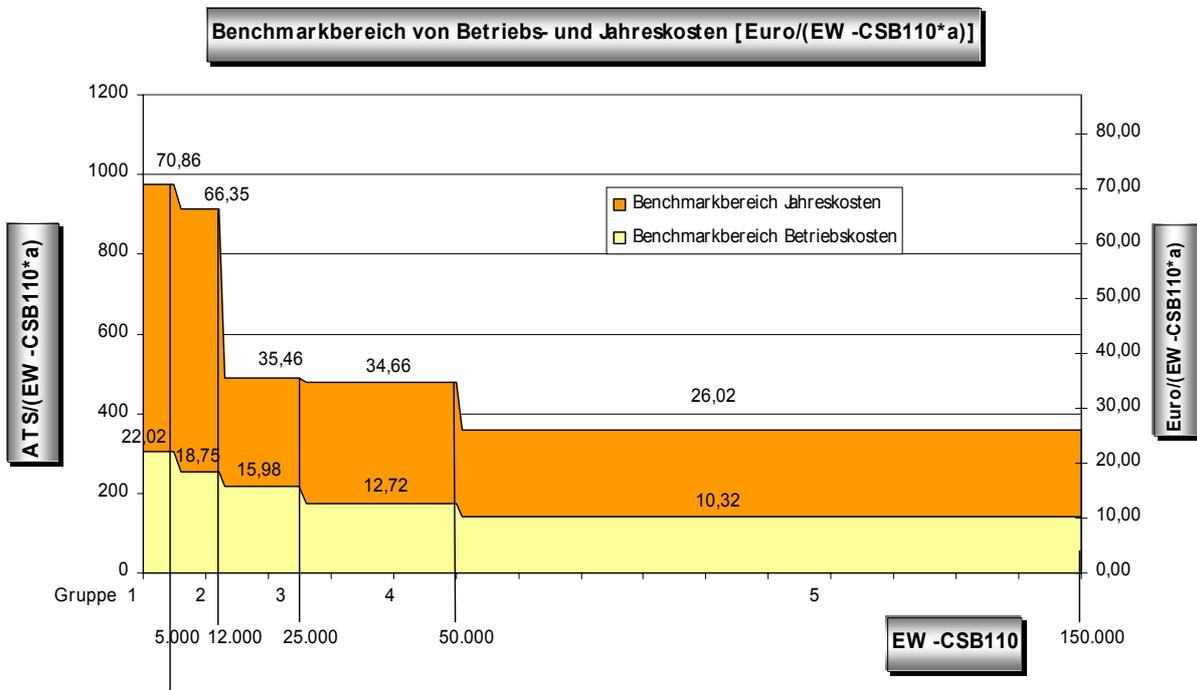


Abbildung 4: Definierte Benchmarkbereiche der Betriebs- und Jahreskosten der einzelnen Größengruppen als Gesamtergebnis des Forschungsprojektes

Tabelle 3: Zusammenfassung der ermittelten Benchmarkbereiche für die einzelnen Größengruppen und Kostenarten

Benchmarkbereich	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3	Gruppe 4	Gruppe 5
Betriebskosten (ATS bzw. €/EW <sub>CSB110</sub> *a)	303,- 22,02 €	258,- 18,75 €	219,- 15,92 €	175,- 12,72 €	142,- 10,32 €
Kapitalkosten (ATS bzw. €/EW <sub>NORM-Ausbau</sub> *a)	512,- 37,21 €	284,- 20,64 €	261,- 18,97 €	189,- 13,74 €	147,- 10,68 €
Jahreskosten (ATS bzw. €/EW <sub>CSB110</sub> *a)	975,- 70,86 €	913,- 66,35 €	488,- 35,46 €	477,- 34,66 €	358,- 26,02 €

## 5 Vorstellung und Ergebnisse ARA-Strass

### 5.1 Vorstellung der ARA-Strass, Anlagenkonzeption

Die ARA-Strass wurde auf Grundlage umfangreicher Variantenstudien als zweistufige biologische Abwasserreinigungsanlage nach dem A-B-Verfahren konzipiert und weist durch die Lage in einem touristisch hoch entwickeltem Entsorgungsgebiet mit rd. 7,0 Mio. Nächtigungen pro Jahr starke saisonale Belastungsschwankungen beim organischen Schmutzfracht-Wochenmittel im Verhältnis von 2,8:1 (210.000 : 76.000 EW<sub>60</sub>) auf. Das Anlagenkonzept stammt aus dem Jahr 1985 (Anlagenerrichtung 1986-1989) und war ursprünglich auf eine maximale Tagesschmutzfracht von 225.000 EW<sub>60</sub> (mit C-Entfernung) und als Nitrifikationsanlage bis zu einem maximalen Monatsmittel von 167.000 EW<sub>60</sub> ausgerichtet.

Die mechanische Reinigungsstufe besteht aus 2 Stabrechen mit 7 mm Spaltweite und einem 2-straßigen belüfteten Sand-Fett-Fang sowie Wäscher für Sand und Rechengut. Eine Straße der ehemals 2-straßigen A-Stufe (2\*644 m<sup>3</sup>) wurde Mitte 1997 zu einer separaten biologischen Prozesswasserbehandlung nach dem SBR-Verfahren umgebaut und ist seither nur noch 1-straßig vorhanden. Die Zwischenklärbecken wurden in 2 Einheiten (Rundbecken, 2\*2.270 m<sup>3</sup>) ausgeführt. Die B-Stufe der Biologie ist als 4-straßiges Umlaufbecken (4\*2.650 m<sup>3</sup>) errichtet worden, welches von der Belüftung unabhängige Rührreinrichtungen (Bananen-Rührwerke) aufweist. Die Nachklärbecken wurden als Rundbecken in 3 Einheiten (3\*5.600 m<sup>3</sup>) ausgeführt. Auf Grund der sensiblen Problematik der Geruchsbelästigung im Tourismusegebiet wurden die

Anlagenteile Hebewerk, mechanische Reinigung, A-Stufe, Schlammwässerung, Eindickung sowie Maschinen- und Gebläsehaus mit einem so genannten Zentralgebäude überbaut. Die Abluft aus dem Zentralgebäude wird mit einem Volumenstrom von 40.000 - 65.000 m<sup>3</sup>/h abgesaugt und über einen Biofilter gereinigt. Die Schlammlinie besteht aus Voreindicker, Mischbehälter, 2 Faultürmen (Inhalt 2\*2.500 m<sup>3</sup>), Gasbehälter (Inhalt 1.200 m<sup>3</sup>), 3 BHKW, Schlammwässerung über 2 Kammerfilterpressen (mit Polymerkonditionierung ab Ende 2001), Nacheindicker (2\*250m<sup>3</sup>) und Schlammzwischenlagerplatz. Die Hebewerke für Abwasser und Rücklaufschlamm wurden in einer Baueinheit im Zulaufbereich der ARA integriert.

Zur Anpassung der ARA an den Stand der Technik gemäß Neuauflage der 1.AEVkA aus dem Jahre 1996 wurden im Zeitraum von 1995 bis einschließlich 1997 nachstehende Änderungen bzw. Erweiterungen durchgeführt:

- Umbau der Zulaufmessung zur Ausschaltung der internen Rückläufe bei der ARA Bilanzierung.
- Einbau von Rezirkulationspumpen in der 2. biologischen Stufe für die direkte Nitratrückführung in die Denitrifikationszonen.
- Optimierung der N-Entfernung durch Steuerung der B-Biologie über NH<sub>4</sub>-N bzw. NO<sub>3</sub>-N Online-Geräte.
- Errichtung einer Phosphorfällung mit Natriumaluminat als Fällmittel (Dosierung im Ablaufbereich der B-Biologie) und PO<sub>4</sub>-P Onlinesteuerung.
- Errichtung einer separaten Prozesswasserbehandlung für die Entstickung des Filtrates aus der Schlammwässerung.

Die Maßnahmen der Anpassung haben samt den erforderlichen Versuchsphasen einen Investitionsaufwand von € 570.000,- verursacht. Für die Errichtung der Anlage in ihrer ursprünglichen Konzeption wurden Finanzmittel in der Höhe von € 25,00 Mio. aufgewendet. Die Finanzierung der Anlage erfolgte zu den Konditionen des ehemaligen UWWF, wobei die Mittelaufbringung zu 80 % als gefördertes Darlehen, zu 10 % als verlorener Zuschuss des Landes Tirol und zu 10 % als Eigenmittel der Mitgliedsgemeinden erfolgte. Die Ausbaugröße wurde gemäß Anpassungsbescheid aus dem Jahre 1997 mit einem maximalen Wochenmittel von 167.000 EW<sub>60</sub> neu definiert. Derzeit reinigen 31 Gemeinden aus dem Bereich Zillertal, Achenal und mittleres Unterinntal Ihre Abwässer in der ARA-Strass.

**ZENTRALE ARA STRASS - LAGEPLAN M 1:1500**  
**AUSBAUGRÖSSE 167.000 EW<sup>60</sup>**

**ERLÄUTERUNG DER ABKÜRZUNGEN (alphabetisch)**

- AW ..... ABWASSER
- CONT ..... CONTAINER FÜR SCHLAMM / RECHENGUT / SAND
- GB ..... GEBLÄSE MIT E-MOTOR
- GM ..... GASMOTOREN MIT GENERATOR
- KFP ..... KAMMERFILTERPRESSE
- MÜSE ..... MASCH. ÜBERSCHUSSSCHLAMMENTWÄSSERUNG
- NED ..... NACHENDICKER
- RG-WÄSCHER ..... RECHENGUTWÄSCHER
- RLS ..... RÜCKLAUFSCHLAMM
- P-FÄLL ..... PHOSPHOR-FÄLLSTATION
- S-WÄSCHER ..... SANDKLASSIERER / -WÄSCHER
- VED ..... VOREINDICKER

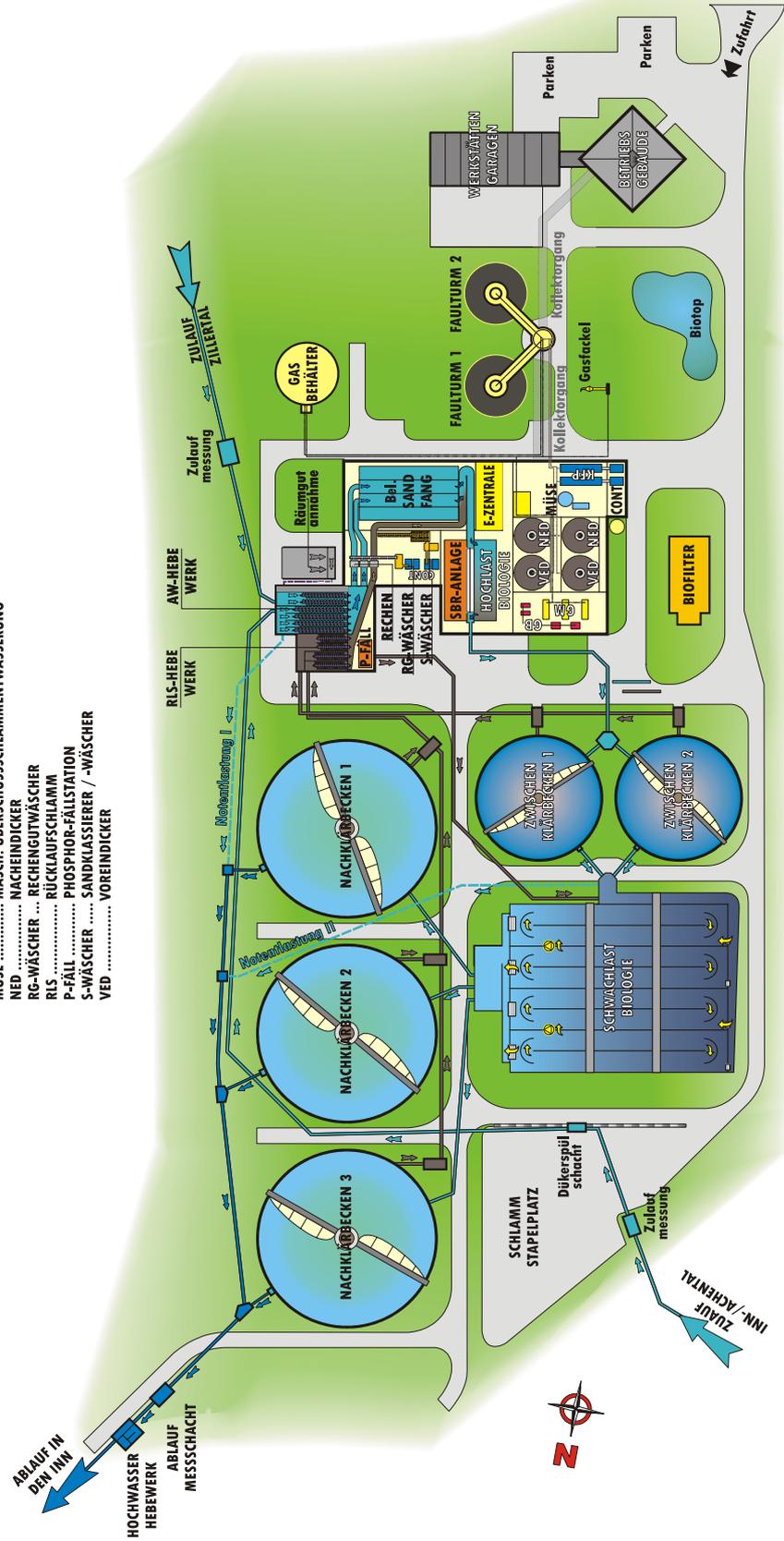


Abbildung 5: Lageplan der ARA-Strass Maßstab 1:1500 (verkleinert)

## 5.2 Motivation für die Projektteilnahme

Der AIZ-Abwasserverband hat sich aus mehreren Gründen entschlossen dem Projekt beizutreten. Hauptgrund war aber sicherlich, dass sich die ARA-Strass auf Grund von standardisierten Wirtschaftsdaten dem Vergleich mit anderen gleichartigen Unternehmen bzw. dem Vergleich mit einem definierten Benchmark(bereich) stellen wollte. Weiters ergibt sich durch die Projektbeteiligung die Möglichkeit, der Diskussion über Ineffizienz und unwirtschaftliche Betriebsführung mit, von einer unabhängigen und neutralen Stelle ermittelten Kennzahlen, glaubwürdig und fundiert entgegen zu treten.

## 5.3 Ergebnisse ARA-Strass

### 5.3.1 Allgemeine Aussagen aus dem Projekt

Die Prüfung der zur Verfügung gestellten Kläranlagendaten durch die projektbetreuenden Institutionen ergab, dass diese plausibel sind. Ausgehend von den angegebenen Zulauffrachten war die ARA-Strass im Jahr 1999 zu 104 Prozent bezogen auf das max. Monatsmittel und zu 63 % im Jahresmittel ausgelastet und erfüllte die Anforderungen der 1. Abwasseremissionsverordnung für kommunales Abwasser (1.AEVkA).

Sowohl die **spezifischen Gesamtbetriebskosten** als auch die **spezifischen Gesamtjahreskosten** der ARA-Strass liegen im **Benchmarkbereich**, womit die Anlage für diese **beiden Bereiche als Benchmark** ausgewiesen werden konnte. Die spezifischen Betriebskosten aller vier Prozesse liegen beim bzw. unter dem Median der Gruppe 5. Aufgrund der niedrigen spezifischen Kosten beim **Prozess 2** (mechanisch-biologische Abwasserreinigung) konnte die ARA-Strass in diesem Prozess für **die Gruppe 5 als Benchmark** ausgewiesen werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass **die spezifischen Kosten der Anlage bereits sehr niedrig** sind und Einsparungspotentiale daher nur mit Hilfe einer genauen Analyse der kostenbeeinflussenden Faktoren identifiziert werden können. **Wie die niedrigen spezifischen Kosten beweisen, wird die ARA-Strass sehr kostengünstig betrieben.**

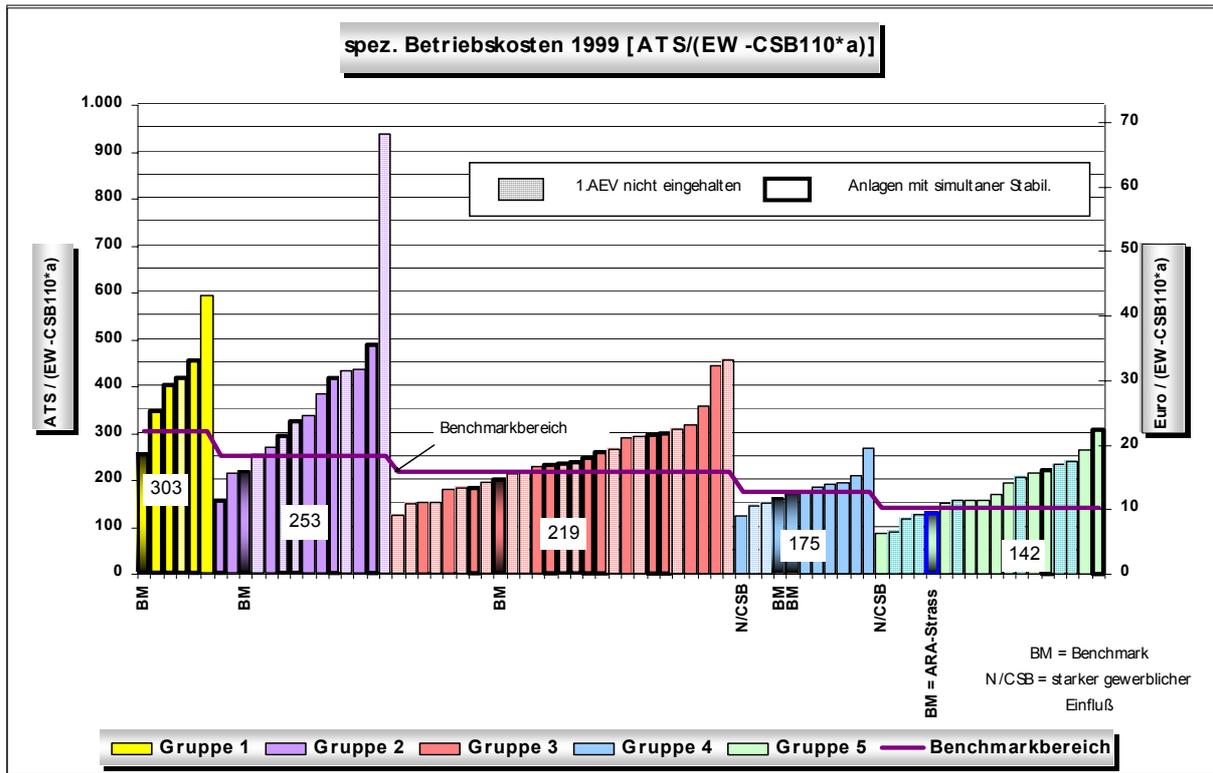


Abbildung 6: Spezifische Gesamtbetriebskosten (1999) der ARA-Strass im Vergleich (Die Kosten liegen im Benchmarkbereich; ARA-Strass = Benchmark)

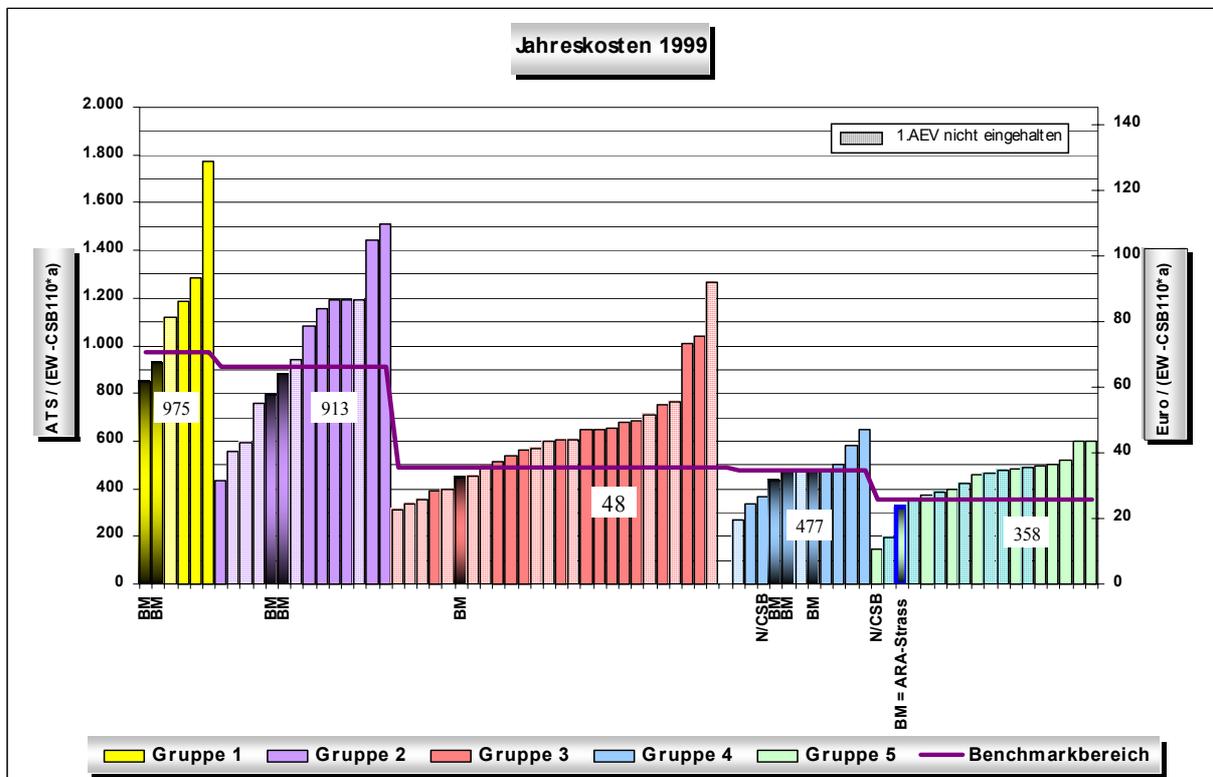


Abbildung 7: Spezifische Jahreskosten (1999 - BK+KK) der ARA-Strass im Vergleich (Die Kosten liegen im Benchmarkbereich; ARA-Strass = Benchmark)

### 5.3.2 Detaillierte Interpretation der Ergebnisse

Nach der Analyse der Prozesskosten durch die projektbetreuenden Institutionen können im Vergleich zu den anderen Teilnehmern bzw. zu den definierten Benchmarkbereichen in der Größengruppe 5 folgende Aussagen getroffen und vom AIZ-Abwasserverband kommentiert werden:

- **Projektaussage:** Die ARA weist sowohl gesamt als auch in den einzelnen Prozessen (ohne Umlage der Hilfskostenstellen) **sehr günstige Kosten** auf.  
**AIZ-Kommentar:** Grundsätzlich wurde damit das Anlagenkonzept des AIZ-AV (zentrale Großanlage, A-B-Verfahren) bestätigt. Die Betriebskosten der ARA-Strass mit Verwaltung und Hilfskosten (Werkstätten, Labor, Fuhrpark) wurden AIZ-intern im Jahr 2001 mit 10,50 €/EW<sub>60</sub>\*a ermittelt und sind als sehr günstig zu bezeichnen.
- **Projektaussage:** Im Bereich der mechanischen Vorreinigung (Prozess 1) liegen die Gesamtkosten der ARA unter dem Gruppenmedian. Die Kosten für Entsorgung des Rechen- und Sandfanggutes stellen jedoch die höchsten Werte der Gruppe 5 (Größenklasse > 50.000 EW) dar.  
**AIZ-Kommentar:** Der Deponiepreis des gewaschenen Rechengutes lag 1999 bei € 198,70 €/t. Hinzu kommt noch der Transportkostenanteil der umgerechnet bei 41,15 €/t lag. Der Entsorgungspreis pro Tonne Rechengut ergab sich mit € 293,85 und lag damit sehr hoch. Der Rechengutanfall betrug 1999 178,5 to bzw. 1,73 kg/EW<sub>60</sub> (36 % TS, GV 93 %) und lag über dem langjährigen Durchschnitt.
- **Projektaussage:** Die Gesamtkosten des Prozesses 2 sind die **günstigsten Kosten innerhalb der Gruppe**. Die Personalkosten in der mechanisch-biologischen Reinigung liegen aber über dem Median.  
**AIZ-Kommentar:** Die Begründung des hohen Personalkostenanteils liegt in nicht jährlichen Ereignissen wie der Großreparatur bei den Gasmotoren (Zylinderkopf) und der Umlegung der Fällmittelleitung in Eigenregie.
- **Projektaussage:** In der Eindickung und Stabilisierung (Prozess 3) liegen die Kosten im medianen Bereich. Dies ist durch die höheren Kosten für Leistungen durch Dritte und chemische Mittel (FM für MÜSE) erklärbar.  
**AIZ-Kommentar:** Auch hier sind nichtjährliche Kosten für größere Reparaturen im Bereich MÜSE, Beschickungs- und Dosierpumpen sowie die Kosten der 5-jährigen Wartung der Gasanlage in Gesamthöhe von € 12.800,- im Anteil „Kosten durch Dritte“ inkludiert.

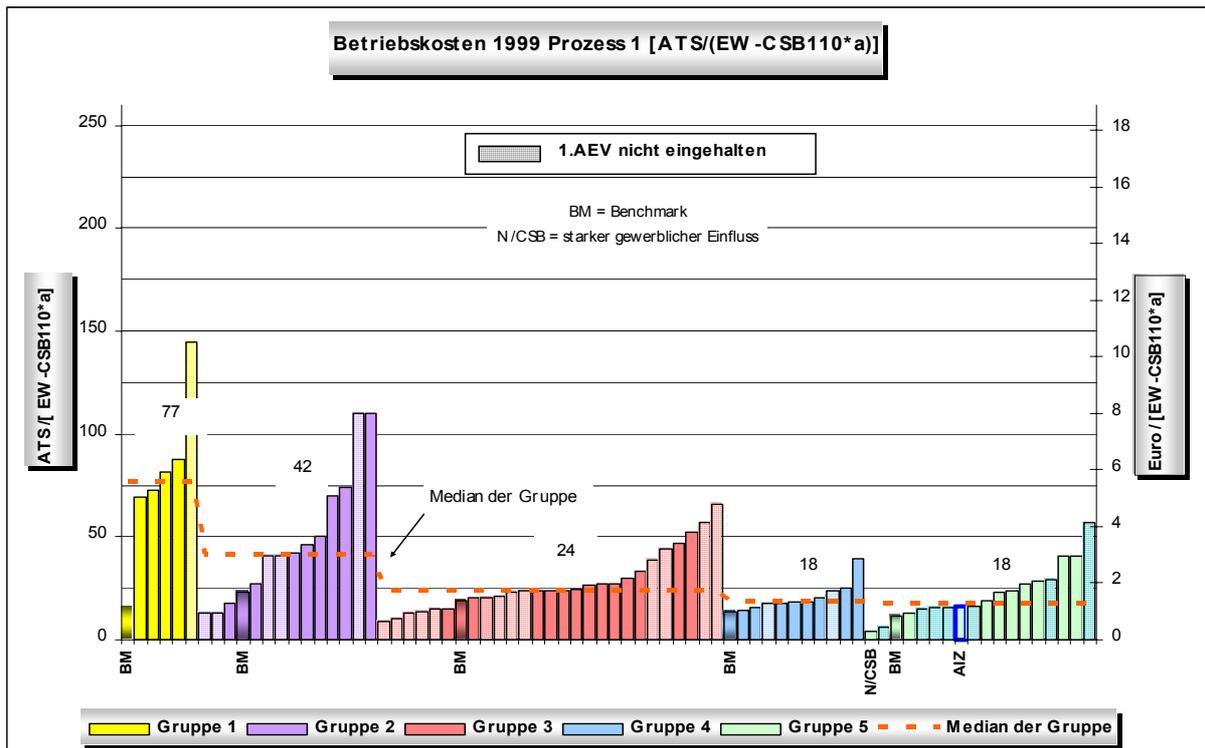


Abbildung 8: Spezifische Betriebskosten der ARA-Strass für den Prozess 1 (1999) (Kosten liegen unter dem Gruppenmedian; höchster Kostenanteil für Rechengutentsorgung)

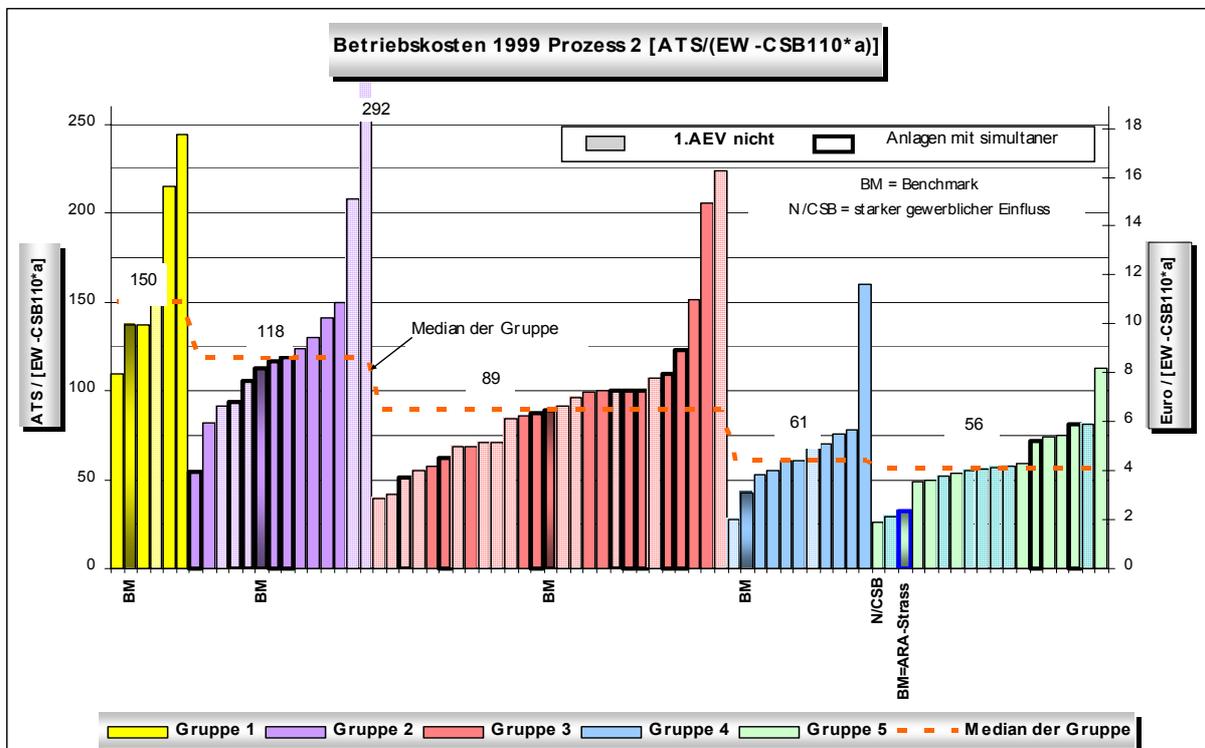


Abbildung 9: Spezifische Betriebskosten der ARA-Strass für den Prozess 2 (1999) (Kosten liegen im Benchmarkbereich; ARA-Strass = Benchmark)

1999 betragen die Kosten für 15,4 t Flockungsmittel € 41.300,-. Bei einem MÜSE-Durchsatz von 89.180 m<sup>3</sup> ÜSS<sub>B-Stufe</sub> (TS = 0,86 %) ergibt dies 0,46 €/m<sup>3</sup> ÜSS<sub>B-Stufe</sub>. Ab dem Jahr 2002 wurde die MÜSE außer 5-6 Wochen in der Hochlastzeit außer Betrieb genommen.

- Projektaussage:** Die Kosten der weitergehenden Schlammbehandlung (Prozess 4) liegen unter dem Median. Hervorzuheben wären jedoch die relativ hohen Kosten für KS-Entsorgung und chemische Mittel.
   
**AIZ-Kommentar:** Die Kosten für 719 t Kalk und 249 t FeCl<sub>2</sub> betragen für das Jahr 1999 rd. € 68.800,-, wobei 8.290 m<sup>3</sup> entwässerter Klärschlamm (44 % TS) angefallen sind. Im Jahr 2002 wurden 12,4 t Polymer und 47,5 t FeCl<sub>2</sub> mit Kosten von € 53.200 zur Konditionierung von 7.840 m<sup>3</sup> KS (30 % TS) eingesetzt. Dies ergibt eine Kostenreduktion bei den chemischen Mitteln um € 15.400,-bzw. 22,4 % und eine Mengenreduktion von 5,5% bei höherer ARA-Auslastung. Die Entsorgungskosten sind seit 1999 stark angestiegen, da durch Änderungen der gesetzlichen Grundlagen die Ausbringung von hygienisiertem Klärschlamm rigoros erschwert wurde.

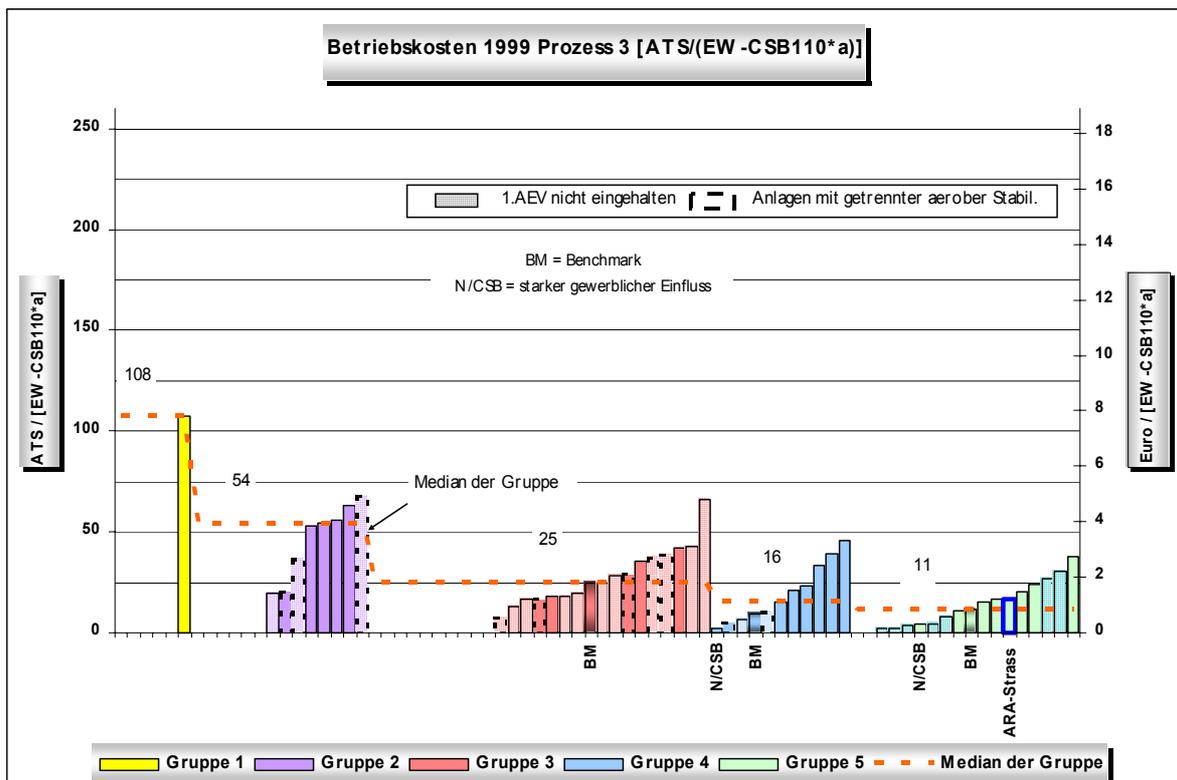


Abbildung 10: Spezifische Betriebskosten der ARA-Strass für den Prozess 3 (1999) (Kosten liegen knapp über dem Gruppenmedian; hoher Kostenanteil für Flockungsmittel MÜSE und nicht jährlich anfallende Großreparaturen)

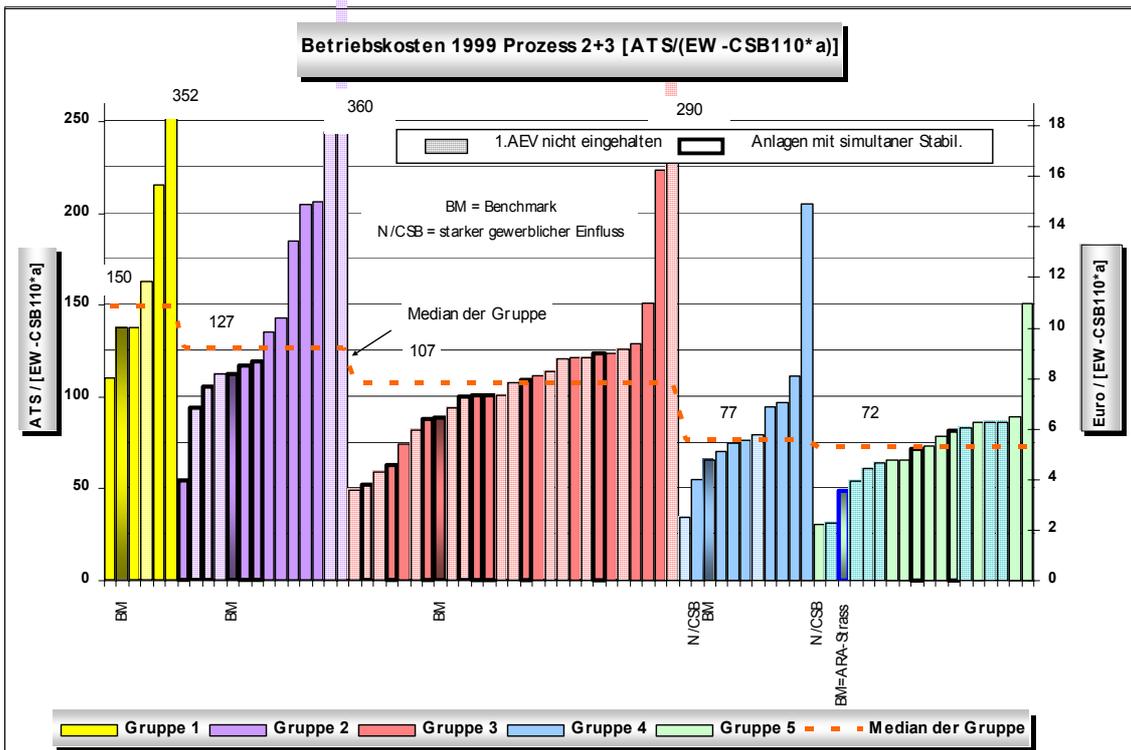


Abbildung 11: Spezifische Betriebskosten der ARA-Strass für die Prozesse 2+3 (1999) (Kosten P1+P2 liegen im Benchmarkbereich; ARA-Strass = Benchmark)

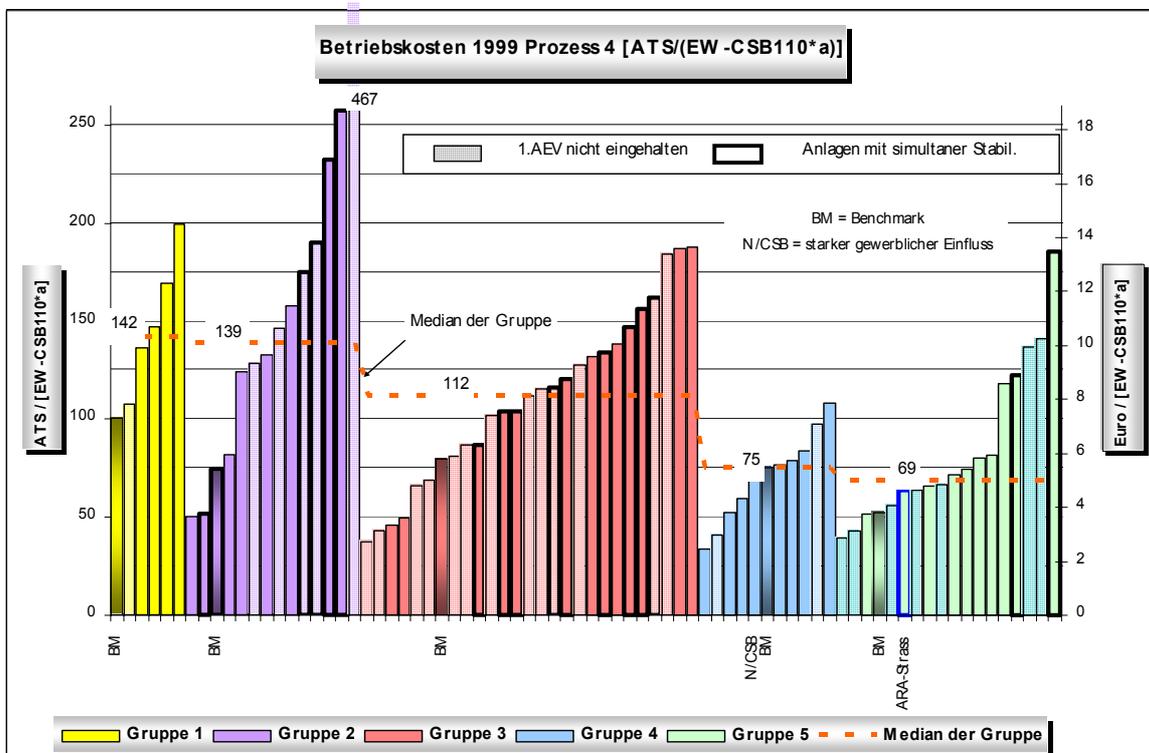


Abbildung 12: Spezifische Betriebskosten der ARA-Strass für den Prozess 4 (1999) (Kosten liegen unter dem Gruppenmedian; hoher Kostenanteil für die Konditionierungsmittel Eisenchlorid und Kalk sowie Schlammensorgung)

Zusätzlich wurde die landwirtschaftliche Klärschlammverwertung durch privatrechtliche Vereinbarungen (Hartkäsegebiete, Milcheinschüttverträge) stark eingeschränkt.

- **Projektaussage:** Der Anteil der Hilfskosten an den Gesamtkosten liegt mit 10,8 % über dem Gruppendurchschnitt von 9,9 %. Auch die Verwaltungskosten liegen mit einem Anteil von 8,4 % über dem Durchschnitt von 7,3 %.

**AIZ-Kommentar:** Der hohe Anteil der Hilfskosten ist auf die hohen Kosten des überdurchschnittlichen Laboraufwandes zurückzuführen. Die Verwaltungskosten bezogen auf den gesamten Verband (ARA + Kanäle) lagen nach AIZ-internen Berechnungen in den Jahren zwischen 1998-2001 stabil bei 7,5-7,9 %. Mit dem derzeitigen Personalstand werden auch alle Verfahren der Indirekteinleiterregelung abgewickelt.

#### **5.4 Gründe der ökonomischen und effizienten Betriebsführung**

Nach dem Ergebnis des Forschungsprojektes wird die Abwasserreinigung auf der ARA-Strass sehr kostengünstig durchgeführt. Die Gründe dieser wirtschaftlich effizienten Betriebsführung sind sicher sehr mannigfaltig und im Zusammenwirken aller Einzelbereiche zu sehen. Grundsätzlich kann aber gesagt werden, dass hier die Komponenten aus Verbandskonzept (zentralen Großlösung), Betriebsphilosophie, Anlagenwahl und Wahl wirtschaftlich und technisch geeigneter Maschinen und Aggregate zu diesem ökonomisch guten Kennwerten geführt haben.

Nachstehend die wichtigsten Effizienz-Komponenten aus der Sicht des AIZ-Abwasserverbandes zusammengefasst:

- Entscheidung zur Großlösung mit einer zentralen ARA im Jahr 1979 mit der Verbandsgründung.
- Wahl einer 2-stufigen biologischen ARA nach dem A-B-Verfahren, dadurch gute Anpassungsmöglichkeiten der Betriebsweisen an die stark schwankenden saisonalen Belastungsverhältnisse des Tourismus.
- Mehrsträßige Ausführung aller Anlagenteile (außer der teilumgebauten A-Biologie), dadurch Möglichkeiten zur Anpassung der Beckenvolumina durch Außerbetriebsetzung von Anlagenteilen.

- Wahl eines sehr gut geeigneten Belüftungssystems (Messner-Platten) mit hohen Sauerstoffertrags- und Sauerstoffeintragswerten sowie der Möglichkeit des stundenlangen verstopfungsfreien Abschaltens.
- Regelung der Belüftung der B-Biologie über Online-Analyzer für  $\text{NH}_4\text{-N}$  bzw.  $\text{NO}_3\text{-N}$  seit 1996. Der obere Grenzwert für die  $\text{O}_2$ -Sättigung im Belebungsbecken liegt bei 1,8-2,0 mg/l.
- Interne Rezirkulationspumpen in der B-Biologie für die direkte und effiziente Rückführung von  $\text{NO}_x\text{-N}$  in die Denitrifikationszonen seit 1996.
- Getrennte biologische Prozesswasserbehandlung nach dem SBR-Prinzip für das Filtrat aus der Schlammmentwässerung. Die aufgewendete Energie für den Ammonium-Abbau liegt dabei im Bereich von 2,8 kWh/kg  $\text{NH}_4\text{-N}_{\text{abgeb.}}$  (B-Biologie = 7,5 kWh/kg  $\text{NH}_4\text{-N}_{\text{abgeb.}}$ ).

## 5.5 Auswirkungen auf die ARA-Strass, Verbesserungspotentiale

Wie von den projektbegleitenden Institutionen festgestellt, arbeitet die ARA-Strass sehr kostengünstig und weist kaum oder nur noch in Einzelbereichen geringe ökonomische Verbesserungspotenziale auf, welche erst durch vertiefte Prozessanalysen herausgeschält werden können. Trotzdem sind einige Umstellungen des Betriebs seit 1999 erfolgt, die sowohl auf technischen Notwendigkeiten aber auch auf das Ergebnis des Benchmarking zurückzuführen sind:

- Installation eines neuen Gasmotors im Februar 2001 (JMS 208 GS) mit einer elektrischen Leistung von 340 kW und einem elektrischen Wirkungsgrad von 38,0 % (elektrischer Wirkungsgrad der alten Maschinen 33,2%). Damit konnte die Faulgas-Energie-Ausbeute von 2,10 kWh/m<sup>3</sup> (1999) auf 2,27 kWh/m<sup>3</sup> (2001) gesteigert werden. Durch weitere Optimierungen und Vollbetrieb des neuen Motors wird für das Jahr 2002 eine Energieausbeute zwischen 2,30-2,35 kWh/m<sup>3</sup> Gas erwartet. Der Deckungsgrad der Eigenerzeugung erreichte damit im Jahr 2001 77,0 %. 1999 lag dieser Deckungsanteil noch bei 70,0 %.
- Umstellung der Schlammkonditionierung bei der Entwässerung von Kalk-Eisen auf Polymer zum Jahresende 2001. Dies wurde auch erforderlich, da der nunmehr auf ca. 30 % TS entwässerte Klärschlamm in einem rd. 10 km entfernten Kompostwerk weiterverarbeitet wird und der hohe

Kalkgehalt und pH-Wert dem Rotteprozess hinderlich ist. Die Kosten der Kompostierung belaufen sich pro Tonne Klärschlamm auf € 47,30. Hier ergeben sich Kosteneinsparungen auf Grund der Mengen- (Gewichts-) Reduzierung sowie der kostengünstigeren Konditionierungsmethode. Pro Jahr ist mit einer Kostenreduktion von € 30.000 - 35.000 zu rechnen. Genaue Ergebnisse können erst nach Auswertung des Betriebsjahres 2002 vorgelegt werden.

- Kostenreduzierungen werden sich auch durch die nur fallweise Inbetriebnahme der MÜSE (ca. 5-12 Wochen pro Jahr) in der Höhe von ca. € 23.000 pro Jahr (= - 55 % gegenüber 1999) ergeben. Genau Ergebnisse können auch hier erst mit Abschluss des Betriebsjahres 2002 vorgelegt werden.
- Eine weitere Kostenreduktion kann durch die Einschränkung des umfangreichen Analysenaufwandes bei der Analytik der ARA-Strass allgemein sowie der separaten Prozesswasserbehandlung erreicht werden, da hier eingangs- wie auch ausgangseitig täglich mehr Parameter analytisch ermittelt werden, als dies gesetzlich vorgeschrieben wäre. Die Kosten der täglichen Analysen nur für den Bereich der separaten Filtratbehandlungsanlage betragen derzeit einschließlich des Stundenaufwandes im Labor rd. € 9.500,- pro Jahr und könnten bei 2-tägigen Analyseintervallen auf die Hälfte reduziert werden.
- Zusätzlich sind Versuche im Gange den Brauchwasserverbrauch für den Sandwäscher (Fa. PWL, Typ DL 400) zu reduzieren und auf gereinigtes Abwasser aus dem Ablauf umzustellen. Dadurch könnten ca. 40-50 m<sup>3</sup>/d Grundwasser eingespart werden.

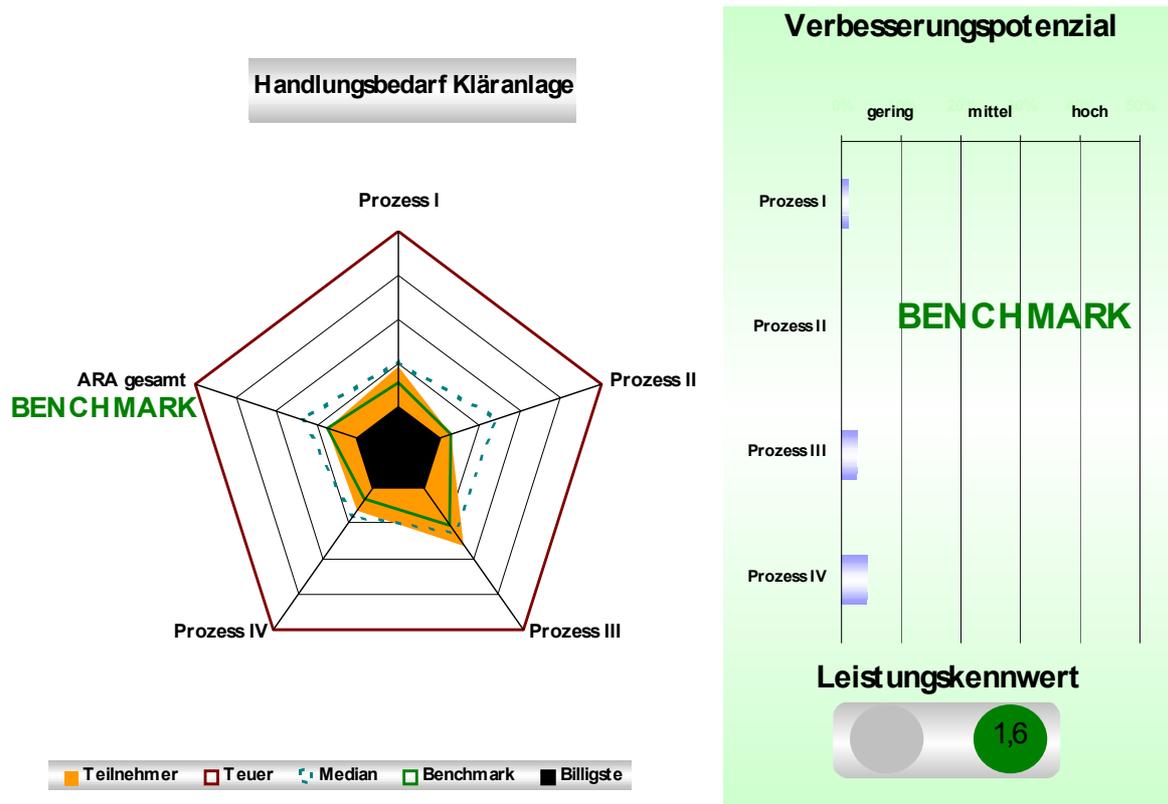


Abbildung 13: Prozessbezogene Darstellung des Kennwertevergleichs und des vorhandenen Verbesserungspotenzials für die ARA-Strass (Jahr 1999)

## 6 Ausblick aus Sicht des AIZ-Abwasserverbandes

Das Forschungsprojekt „**Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft**“ ist ein erster und richtiger Schritt um aufzuzeigen, dass der Wirtschaftszweig der Abwasserentsorgung, welcher in Österreich vorwiegend von öffentlichen Institution (Gemeinden, Städte und Verbände) betrieben wird, sowohl in Wirtschaftlichkeit und Effizienz mit vergleichbaren privatwirtschaftlichen Betriebsstrukturen mithalten kann.

Als zweiter wichtiger Aspekt des Projektes wird die nunmehrige Möglichkeit der Anlagenbetreiber gesehen, sich untereinander bzw. sich mit dem Benchmark vergleichen zu können. Aus diesen Vergleichen können dann die entsprechenden Schlüsse für eine allenfalls erforderliche Änderung oder Umstrukturierung von Prozessen bzw. Betriebsweisen abgeleitet werden. Damit ist den Anlagenverantwortlichen ein Instrumentarium in die Hand gegeben

worden um auf Grundlage einer „Best-Practice-Leistung“ die Abwasserreinigung neben technischen Aspekten auch wirtschaftlich steuern zu können.

In diversen Workshops und Arbeitsgesprächen wurden von den Projektteilnehmern noch Unzulänglichkeiten im System (Datengenauigkeit, Kostenrechnung und Kostenzuordnung, länderspezifische Gesetzgebungen, landesspezifische EVU's mit unterschiedlicher Preisgestaltung, usw.) aufgezeigt, welche in der Fortschreibung des Projektes einer tieferen Prüfung und damit einer sensibleren Erfassung für die Vergleichbarkeit der Anlagen untereinander bedürfen. Die durch die Prozesse nicht direkt beeinflussbaren standortspezifischen Kosten sind hier noch einer genaueren Analyse zu unterziehen.

Der AIZ-Abwasserverband ist jedenfalls der Meinung, dass das Projekt im Bereich der Abwasserreinigungsanlagen unter Einbeziehung der erforderlichen Verbesserungen fortgeführt werden sollte. Nur die Vergleiche untereinander bzw. zu definierten Benchmarks (Benchmarkbereichen), welche auf fundierten und standardisierten Datenerhebungen und Datenanalysen beruhen, können aussagekräftige Argumente und wirtschaftliche Lenkungsmechanismen hervorbringen.

## 7 Literatur

- BM FÜR LAND- & FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT & WASSERWIRTSCHAFT:  
Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft – Endbericht Dezember 2001
- BM FÜR LAND- & FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT & WASSERWIRTSCHAFT:  
Benchmarking in der Siedlungswasserwirtschaft – Individualbericht  
AIZ-Abwasserverband, ARA-Strass, Jänner 2002
- KROISS H., BOGENSBERGER M. (2002): Einleitung zum „Benchmarking in der  
Abwasserentsorgung“, Wiener Mitteilungen, Band 176, Seite 1-10
- BOGENSBERGER M., HABICH J., MURNIG F. (2002): Kosten- und  
Leistungsrechnung als Benchmarking-Grundlage, Wiener Mitteilungen, Band 176,  
Seite 11-50
- LINDTNER S., NOWAK O., KROISS H. (2002): Benchmarking für  
Abwasserreinigungsanlagen, Wiener Mitteilungen, Band 176, Seite 95-132
- PRICE, WATERHOUSE, COOPERS (2001): Studie zur Optimierung der kommunalen  
Wasserver- und Abwasserentsorgung im Rahmen einer nachhaltigen Wasserpolitik

### Korrespondenz an:

DIPL-HTL-ING. JOSEF DENG  
AIZ-Abwasserverband  
6261 Strass i.Z. 150

Tel.: 05244/65118  
Fax: 05244/65118-25  
email: [dengg@aiz.at](mailto:dengg@aiz.at)  
[ara.strass@aiz.at](mailto:ara.strass@aiz.at)

# Technische Aspekte der funktionalen Ausschreibung von Abwasseranlagen

Leopold Prendl

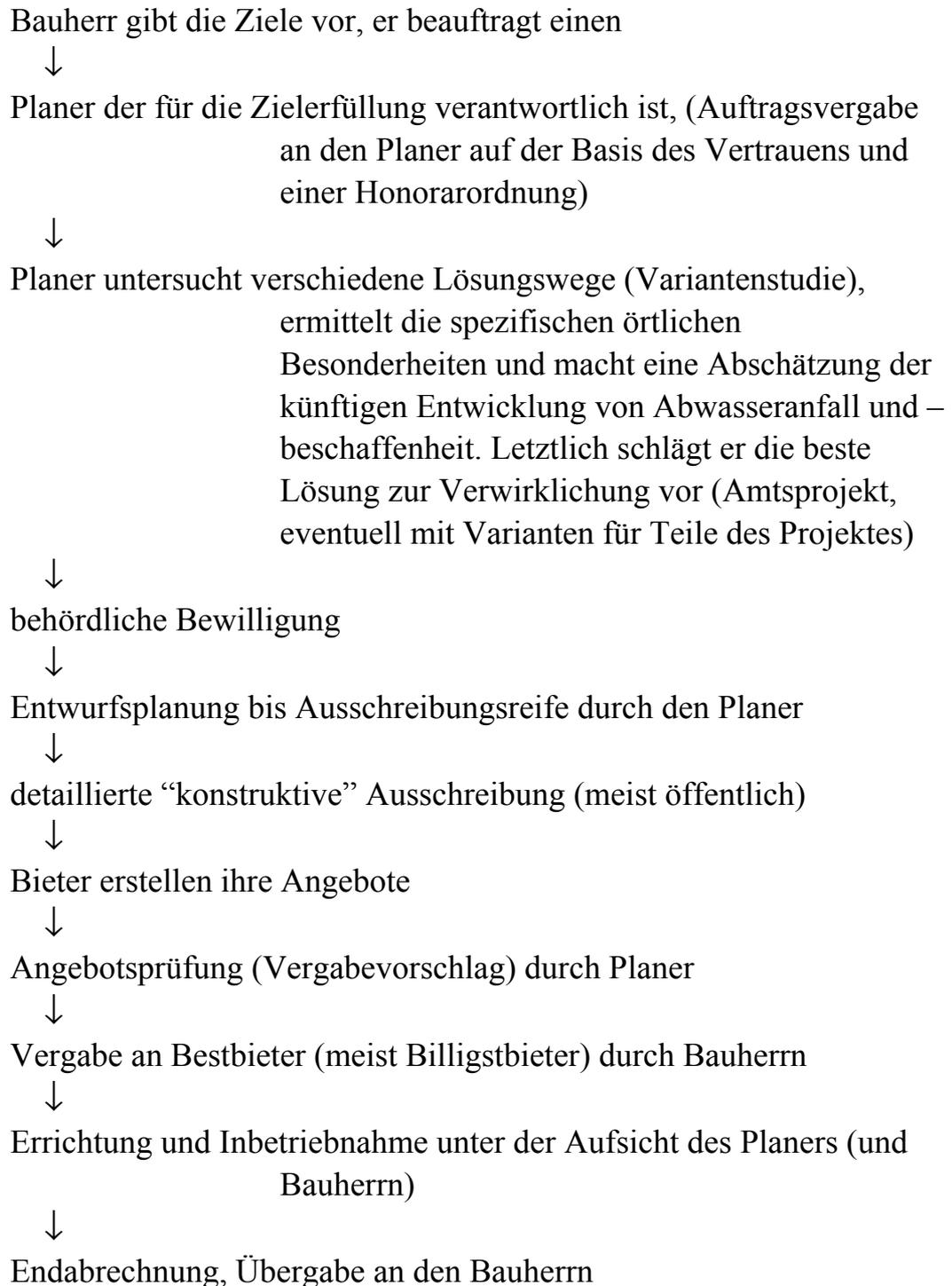
Beratung, Planung und Entwicklung Dr. Prendl

**Kurzfassung:** Seit in Österreich im Bereich der Abwasserentsorgung verstärkt Funktionalausschreibungen durchgeführt werden, und auch bei Ausschreibungsverfahren mit konstruktiver Leistungsbeschreibung verstärkt Verfahrensalternativen gewünscht oder angeboten werden, verlagert sich die technische und wirtschaftliche Bewertung möglicher Reinigungsverfahren von der Variantenstudie in eine Angebotsbewertung im Vergabeverfahren. Nur wenn in der Ausschreibung ausreichende Kriterien für eine Vergleichbarkeit der Angebote und auch ausreichende Kriterien für eine Bewertung der geeigneten Angebote enthalten sind, ist eine reibungslose Auftragsvergabe möglich. Zur Erreichung vergleichbarer Angebote werden umfassende Vorschläge über die Anforderungen an den klärtechnischen Leistungsnachweis, die maßgeblichen Lastfälle für den klärtechnischen Leistungsnachweis sowie Anregungen zu den Anforderungen an Redundanz und Betriebssicherheit unterschiedlicher Reinigungsverfahren gemacht. Bei der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung unterschiedlicher Reinigungsverfahren werden immer wieder die niedrigsten Investitions- bzw. Errichtungskosten mit den gesamtwirtschaftlich bzw. volkswirtschaftlich günstigsten Kosten verwechselt. Sobald zwei unterschiedliche Reinigungsverfahren hinsichtlich Wirtschaftlichkeit zu vergleichen sind, sind jedenfalls auch die Betriebskosten in den Wirtschaftlichkeitsvergleich einzubeziehen. Das Kapitel 3 enthält umfassende Vorschläge für die Kostenvergleichsrechnung im Zuge der Angebotsprüfung.

**Key-Words:** funktionale Ausschreibung, Vergleichbarkeit, Leistungsnachweis, Wirtschaftlichkeit, Verfahrensalternativen

## 1 Einleitung

Der Aufbau der Infrastruktur für die Abwasserreinigung in Österreich bis etwa 1990 wurde fast ausschließlich nach folgendem Schema abgewickelt (KROISS et. al., 1999)



Das größte Risiko für den technischen und wirtschaftlichen Erfolg eines Kläranlagenprojektes liegt in der Auswahl des Planers, wobei der wirtschaftliche Erfolg als kostengünstigste Lösung unter Berücksichtigung aller Investitions- und Betriebskosten über die Lebensdauer der Anlage verstanden wird. Die

Auswahl des Planers nach dem niedrigsten Honorarangebot für die Planung wird in den seltensten Fällen zur wirtschaftlichsten Lösung führen.

Diese Vorgangsweise bietet zwei Angriffspunkte:

- Die ursprünglich fixe Bindung des Planungshonorars an die Errichtungskosten der Anlage fördert unwirtschaftliche Lösungen.
- Die Entwicklung innovativer und kostengünstiger Reinigungsverfahren wird behindert.

Die Auswahl des Planers nach dem niedrigsten Honorarangebot für die Planung, als Reaktion auf die obige Kritik, wird in den seltensten Fällen zur wirtschaftlichsten Lösung führen.

Mit der vordergründigen Argumentation, die Kosten für die Abwasserreinigung erheblich zu senken bzw. den freien Wettbewerb zu fördern, der jedoch meist von handfesten wirtschaftlichen Überlegungen im täglichen Konkurrenzkampf um Aufträge getragen wird, wird die Einbringung von Verfahrensalternativen sowie die Durchführung von Funktionalausschreibungen seit einigen Jahren massiv gefördert.

Der Trend der Zeit, die öffentliche Aufgabe des Gewässerschutzes auch von privaten Unternehmen durchführen zu lassen, forciert ebenfalls die Funktionalausschreibung.

Im Zuge von Funktionalausschreibungen und konventionellen Ausschreibungen, bei denen Verfahrensalternativen zu bewerten sind, treten häufig folgende Illusionen zu Tage:

Illusion 1: Die niedrigsten Investitionskosten führen automatisch zu den niedrigsten Gesamtkosten.

Illusion 2: Die Auswahl des Planers bzw. die Qualität der Planung hat keinen Einfluss auf den wirtschaftlichen Erfolg eines Kläranlagenprojektes, da der Wettbewerb ohnehin die kostengünstigste Lösung garantiert.

Zur Illusion 1:

Diese Meinung wird von Alternativenanbietern gerne beworben, da Verfahrensalternativen hauptsächlich mit niedrigen Investitionskosten im

Vergabeverfahren punkten. Auftraggeber lassen sich von den verlockend niedrigen Investitionskosten gerne verführen, zumal es recht schwierig ist im Planungsstadium die Betriebskosten unterschiedlicher Verfahren für die Lebensdauer einer Kläranlage realistisch abzuschätzen und schlüssig darzulegen. Dazu kommt noch, obwohl von allen Beteiligten immer wieder heftig kritisiert, dass in vielen Fällen die niedrigsten Errichtungskosten das einzige Vergabekriterium sind.

Zur Illusion 2:

Sowohl bei der konventionellen Ausschreibung mit Verfahrensalternativen als auch bei der Funktionalausschreibung besteht im Zuge des Vergabeverfahrens die Notwendigkeit, unterschiedliche Verfahren zu bewerten und den Bestbieter zu ermitteln. Damit steht man unabhängig von der Wahl des Vergabeverfahrens nahezu bei jedem Kläranlagenprojekt vor der Tatsache, dass sich die Bewertung unterschiedlicher Reinigungsverfahren in technischer Hinsicht und zumindest für die jedenfalls erforderliche Einbeziehung der Betriebskosten auch in wirtschaftlicher Hinsicht von der Variantenstudie unmittelbar ins Vergabeverfahren verlagert hat.

Die von Natur aus äußerst schwierige Aufgabe unterschiedliche Reinigungsverfahren auf Gleichwertigkeit zu prüfen wird sehr rasch zum unlösbaren Problem, wenn die Ausschreibungsbedingungen die Bieter nicht zu möglichst vergleichbaren Angeboten zwingen oder eindeutige und für alle Beteiligten nachvollziehbare Bewertungskriterien fehlen.

Sind die Angebote nicht vergleichbar, ist eine Bestbieterermittlung nicht möglich, es kommt zum Streitfall oder zur Aufhebung der Ausschreibung. Wird im Streitfall die Auftragsvergabe letztendlich anhand formalrechtlicher Kriterien entschieden ist keineswegs gesichert, dass das insgesamt kostengünstigste technisch einwandfreie Projekt zum Zug kommt.

Auch bei der funktionalen Ausschreibung ist die Qualität der Planung und der Ausschreibung der entscheidende Faktor für ein einwandfreie technische und wirtschaftliche Lösung.

## **2 Grundlagen für die Herstellung der Vergleichbarkeit von Angeboten durch Vorgaben für die Bemessung**

Die Vergleichbarkeit der angebotenen Leistungen setzt voraus, dass für alle angebotenen Lösungsvorschläge eine nachvollziehbare Bemessung der Anlagenteile aufbauend auf in der Ausschreibung eindeutig definierte Bemessungslastfälle vorliegt. Die Bemessung kann entweder auf Regelwerken oder Normen fußen oder sich auf Betriebsergebnisse von „Nachweisanlagen“ abstützen. Unter Nachweisanlage wird eine Referenzanlage verstanden, die für die Ableitung eines klärtechnischen Leistungsnachweises geeignet ist. In jedem Falle muss vom Bieter der Nachweis erbracht werden, dass mit dem verwendeten Bemessungsansatz der Zusammenhang zwischen den Zulaufbedingungen (Bemessungslastfälle), den technischen Besonderheiten des angebotenen Verfahrens, den in der Ausschreibung angegebenen Randbedingungen und den Anforderungen an die Reinigungsleistung hergestellt werden kann.

Hinter den Regelwerken stehen neben bestimmten Modellvorstellungen über das Reinigungsverfahren auch die langjährige großtechnische Erfahrung ausgeführter Anlagen. Gerade bei Neuentwicklungen fehlt häufig dieser breite Erfahrungsschatz. Um nun das Risiko für Bauherrn und Bieter gering zu halten, ist es daher bei solchen neuen Verfahren, für die es (noch) keine Regelwerke für die Bemessung gibt, notwendig, alle Randbedingungen, die in die Bemessung eingehen, sehr genau zu beschreiben. Andererseits wird man in der Ausschreibung auch sehr klar definieren müssen, was als Nachweis für die Vergleichbarkeit mit konventionellen Verfahren (Regelwerke vorhanden) bei der Angebotsprüfung akzeptiert bzw. gefordert wird.

Auch im Falle, dass der Betrieb der zu erstellenden Kläranlage mit anzubieten ist, muss die Vergleichbarkeit der Reinigungsleistung und Betriebssicherheit sichergestellt werden um eine Vergleichbarkeit und Bewertung der Angebote zu ermöglichen.

Die Mindestanforderungen an den klärtechnischen Leistungsnachweis müssen so definiert werden, dass bei Erfüllung des Leistungsnachweises eine problemlose wasserrechtliche Bewilligung erreicht werden kann und die Nichterfüllung des klärtechnischen Leistungsnachweises ein zwingender Ausscheidungsgrund für das entsprechende Angebot ist.

## 2.1 Definition der maßgeblichen Lastfälle und Anforderungen an die Reinigungsleistung

Eine zwingend notwendige Voraussetzung für die Erreichung einer Vergleichbarkeit von Angeboten bei einer funktionalen Ausschreibung ist die verfahrensunabhängige exakte Definition der maßgeblichen Belastung und der Reinigungsanforderungen. Das Fehlen einer exakten Beschreibung der maßgeblichen Belastung bei einer funktionalen Ausschreibung ist ein ähnlicher Mangel, wie wenn bei einer konventionellen Ausschreibung die Menge der zu erbringenden Leistung nicht definiert ist.

### 2.1.1 Beschreibung der maßgeblichen Lastfälle

Die maßgeblichen Lastfälle müssen aus vorhandenen Messdaten oder aus allgemeinen Erfahrungswerten abgeleitet werden. Für jeden Lastfall ist anzugeben:

Wassermengen Trockenwetter:

Tageswassermenge  $Q_d$  (m<sup>3</sup>/d)  
größter stündlicher Zulauf (m<sup>3</sup>/h)  
sowie dessen Dauer

Wassermengen Regenwetter

Tageswassermenge (m<sup>3</sup>/d)  
Spitzenzulauf (m<sup>3</sup>/h)

Maximaler Wochenmittelwert der Tageszulauffrachten

CSB (kg/d)  
BSB<sub>5</sub> (kg/d)  
N-Ges. (kg/d)  
NH<sub>4</sub>-N (kg/d)  
P-Ges. (kg/d)  
abfiltrierbare Stoffe (kg/d)

Maximale Tageszulauffrachten

CSB (kg/d)  
BSB<sub>5</sub> (kg/d)  
N-Ges. (kg/d)  
NH<sub>4</sub>-N (kg/d)  
P-Ges. (kg/d)  
abfiltrierbare Stoffe (kg/d)

## Tagesganglinie

des Trockenwetterzuflusses für einen typischen Werktag  
der Stickstoffbelastung über ein Schlammalter

Bei den maximalen Tageszulauffrachten ist anzugeben, ob z.B. Stickstoff- und Kohlenstoffbelastungsspitzen gleichzeitig auftreten oder nicht.

Säurekapazität  
zugehörige Bemessungstemperatur,

Für kommunale Kläranlagen ohne ausgeprägte jahreszeitliche Schwankungen wird sich im Allgemeinen aus den Wassermengen und Schmutzfrachten ein Lastfall ergeben. Der Leistungsnachweis ist dann für mehrere Bemessungstemperaturen erforderlich (z.B. Minimaltemperatur für Erhalt der Nitrifikation, Nachweise der Stickstoffentfernung für unterschiedliche Temperaturbereiche, Maximaltemperatur für Lastfall maximaler Sauerstoffbedarf).

Für den Nachweis der erforderlichen Stickstoffentfernung wird in der Regel die Angabe der Jahresganglinien der mittleren täglichen Abwassertemperatur (biologische Reinigungsstufe, Ablauf) erforderlich sein.

Wenn wesentliche saisonale Zufluss- und/oder Frachtschwankungen auftreten (z.B. Fremdenverkehr, Weinbau) sind für die verschiedenen Saisonen die maßgebenden Lastfälle eindeutig zu definieren. Maßgebende Lastfälle können sich auch bei niedrigem CSB/N- oder CSB/P-Verhältnis ergeben. Bei ausgeprägten saisonalen Schwankungen sollen Jahresganglinien der täglichen Zulaufwassermengen, und der wesentlichen Tageszulauffrachten als Zusatzinformation angegeben werden. Die Bemessung bzw. der Leistungsnachweis ist für die vom Ausschreibenden eindeutig und systemunabhängig definierten Lastfälle durchzuführen.

Die Bemessungslastfälle sind gegebenenfalls durch Angaben über spezielle Abwasserbeschaffenheit (z.B. Einleitung betrieblicher Abwässer, hoher Anteil an leicht abbaubarem Kohlenstoff, besondere Schwankungen des CSB/N-Verhältnisses) zu ergänzen.

### 2.1.2 Anforderungsprofil für die Reinigungsergebnisse

Maximal zulässige Ablaufkonzentrationen für die einzelnen Verschmutzungsparameter mit Angabe über:

- die Art der Probennahme (z.B. Tagesmischprobe, Stichprobe)
- Beprobungshäufigkeit für Eigen- und Fremdüberwachung
- Probenbehandlung (z.B. homogenisiert, filtriert)
- Bedingungen zu Einhaltung der Ablaufgrenzwerte (z.B. 4 von 5 Regel mit Überschreitungstoleranz, absolut einzuhaltender Grenzwert, Monatsmittelwert, Jahresmittelwert, nur im Trockenwetterfall einzuhalten, bei Temperaturen  $> 8^{\circ}\text{C}$  einzuhalten usw.)
- Bedingungen bei denen Grenzwerte nicht eingehalten werden müssen

Maximal zulässige Ablaufrachten mit Angaben über:

- Bedingungen zur Einhaltung der Ablaufgrenzwerte (z.B. maximal zulässige Tagesablauffracht, Monatsmittelwert der Tagesablauffrachten)

Minimal zu erreichende Entfernungsgrade mit Angaben über:

- den Bilanzierungsbereich (z.B. Zulauf zur Vorklärung bis Ablauf unmittelbar vor Einleitung ins Gewässer, interne Rückläufe dürfen im Zulauf nicht miterfasst werden)

Methode zur Berechnung der Entfernungsgrade (z.B. Jahresmittelwert berechnet als Mittelwert der Tageswerte der Entfernungsgrade)

Sonstige Ablaufgrenzwerte und Ablaufbeschränkungen, die sich aus der Gewässersituation ergeben können.

- Minimal bzw. maximal zulässiger pH-Wert im Ablauf
- maximal zulässige Ablauftemperatur (bei maßgeblichen Industrieabwasseranteil und Einleitung in einen abflussschwachen Vorfluter)
- maximal zulässige Spitzenkonzentrationen
- maximal zulässige Spitzenablaufmenge

In der obigen Aufzählung werden nur die wichtigsten Ablaufbeschränkungen, die sich aus der Gewässersituation ergeben können, genannt. In Sonderfällen können noch weitere Grenzwerte und Ablaufbeschränkungen erforderlich sein.

## **2.2 Klärtechnischer Leistungsnachweis als Grundlage für die Vergleichbarkeit unterschiedlicher Reinigungsverfahren**

Für den klärtechnischen Leistungsnachweis kommen folgende Möglichkeiten in Frage:

1. Leistungsnachweis anhand allgemein anerkannter und dem Stand der Technik entsprechender Bemessungsverfahren
2. Leistungsnachweis abgeleitet aus den Betriebsergebnissen großtechnischer Nachweisanlagen wobei die Herleitung der erforderlichen Lastfälle möglichst in Anlehnung an allgemein anerkannte Bemessungsverfahren zweckmäßig sein wird.
3. Leistungsnachweis abgeleitet aus den Betriebsergebnissen von Pilotanlagen wobei die Herleitung der erforderlichen Lastfälle möglichst in Anlehnung an allgemein anerkannte Bemessungsverfahren zweckmäßig sein wird.

In der Ausschreibung muss umfassend und eindeutig definiert werden, in welcher Form der klärtechnische Leistungsnachweis zu erbringen ist. Das Risiko, dass ein Verfahren, mit dem wenig Betriebserfahrung (Leistungsnachweis durch Nachweisanlage) vorliegt, die geforderte Leistung nicht erbringt ist natürlich höher als bei einem Verfahren, das nach allgemein anerkannter und dem Stand der Technik entsprechender Bemessungsverfahren bemessen wird. Im Besonderen trifft dies auf Verfahren zu für die nur Pilotanlagen existieren. Die Anforderungen an die Leistungsbeschreibung müssen so definiert werden, dass das Risiko in vertretbaren Grenzen bleibt, um den Anspruch der Gleichwertigkeit der Angebote zu wahren. Werden die Anforderungen an den Leistungsnachweis so definiert, dass der Leistungsnachweis mit Hilfe von Referenz- oder Pilotanlagen ein höheres Versagensrisiko in sich birgt kann die Gleichwertigkeit auch durch einen an das erhöhte Risiko angepassten Haftrücklass hergestellt werden.

## 2.3 Leistungsnachweis anhand allgemein anerkannter Bemessungsverfahren

Für die Reinigung von häuslichem Abwasser oder mit häuslichem Abwasser vergleichbarem Gewerbe- und Industrieabwasser kommen im Wesentlichen folgende Reinigungsverfahren zur Anwendung:

Verfahren mit frei schwebender Biomasse

- Belebungsverfahren konventionell
- Belebungsverfahren SBR-Technik
- Abwasserteiche
- Membranbelebungsverfahren

Verfahren mit festsitzender Biomasse

- Tropfkörperverfahren
- Tauchkörperverfahren
- Biofilter und belüftete Festbetten
- Wirbelbettverfahren
- Bodenfilter

Daneben sind eine Reihe von mehrstufigen und kombinierten Verfahren wie z.B. zweistufige Belebung, Belebung – Tropfkörper, Belebung – Biofilter im Einsatz oder werden angeboten.

### 2.3.1 Regelwerke

Für die Bemessung von Kläranlagen sind in Deutschland meist unter Mitwirkung österreichischer Fachleute Regelwerke entstanden, die auch als allgemein anerkannte Regeln der Technik (Stand der Technik) bezeichnet werden können. Für den Vergleich verschiedener Verfahren der Abwasserreinigung sind derzeit folgende Regelwerke von Bedeutung:

- A 122 „Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen für Anschlusswerte zwischen 50 und 500 EW“

- A 126 „Grundsätze für die Abwasserbehandlung in Kläranlagen nach dem Belebungsverfahren mit gemeinsamer Schlammstabilisierung bei Anschlusswerten zwischen 500 und 10.000 EW“
- A 131 „Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen „
- ATV-Merkblatt M 210 „Belebungsanlagen, Aufstaubetrieb“
- A 201 „Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichen für kommunales Abwasser“
- A 135 „Grundsätze für die Bemessung von Tropfkörper und Tauchkörper mit Anschlusswerten über 500 EW“
- Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 2.6.3. „Anlagen mit getauchten Festbetten“
- A 262 „Bemessung, Bau und Betrieb von Pflanzenbeeten für kommunales Abwasser bis 1.000 EW“
- M 208 „Biologische Phosphorentfernung bei Belebungsanlagen

Für die im Vergleich zu Deutschland deutlich strengeren Anforderung an die Reinigungsleistung bei den kleinen Anlagen in Österreich (gesicherte Nitrifikation) gibt es die

- ÖNORM B 2505 „Bepflanzte Bodenfilter, Anwendung, Bemessung, Bau und Betrieb“

Es ist zweckmäßig in der Ausschreibung eindeutig zu definieren, welche Bemessungsverfahren im gegenständlichen Fall anerkannt werden. Auch die anerkannten Bemessungsverfahren enthalten Ermessensspielräume, die es dem Planer erlauben die Bemessung an den Einzelfall anzupassen. Sollen vergleichbare Angebote erhalten werden darf dieser Ermessensspielraum nicht dem Bieter überlassen werden.

### 2.3.2 Leistungsnachweis abgeleitet aus den Betriebsergebnissen großtechnischer Nachweisanlagen

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass für Reinigungsverfahren für die keine allgemein anerkannten Bemessungsverfahren existieren der Leistungsnachweis anhand von Betriebsergebnissen großtechnisch ausgeführter Abwasserreinigungsanlagen erbracht werden kann. Die zum Nachweis der Reinigungsleistung eines Verfahrens herangezogene(n) Anlage(n)

(Nachweisanlagen) müssen mit vergleichbarem Abwasser und unter vergleichbaren Betriebsbedingungen und sonstigen Randbedingungen betrieben werden.

Typisch häusliches Abwasser ist zumindest durch die folgenden Eigenschaften gekennzeichnet, wobei die angeführten Werte Wochenmittelwerte sind. Wenn die ausgeschriebene Anlage ein Abwasser zu reinigen hat, dass sich davon unterscheidet, ist dies in der Ausschreibung zu definieren.

CSB/BSB <sub>5</sub> im Rohabwasser	1,8 – 2,2
TS <sub>0</sub> /BSB <sub>5</sub> im Rohabwasser	1,0 – 1,2
TKN/NH <sub>4</sub> -N	1,5 – 2,0
spezifische N-Fracht (bezogen auf EW <sub>60</sub> )	8 – 11 g/(EW*d)
spezifische P-Fracht (bezogen auf EW <sub>60</sub> )	1,2 – 2,0 g/(EW*d)
CSB Rohabwasser	< 800 mg/l
NH <sub>4</sub> -N	< 80 mg/l
CSB Rohabwasser	>350
BSB <sub>5</sub> Rohabwasser	>170

Wenn die Daten der Nachweisanlage von den obigen Werten abweichen, oder die diesbezüglichen Angaben in der Ausschreibung abweichen so müssen die Abweichungen in ihrer Auswirkung auf die Vergleichbarkeit der Betriebsergebnisse berücksichtigt werden. Ebenso müssen Abweichungen der Bemessungslastfälle für die nachzuweisende Anlage gegenüber der Nachweisanlage berücksichtigt werden.

Damit die Betriebsergebnisse einer Nachweisanlage als Grundlagen für eine klärtechnischen Leistungsnachweis herangezogen werden dürfen sind Mindestanforderungen an die Dokumentation der Betriebsergebnisse zu stellen.

Das Datenmaterial für die Beurteilung von Nachweisanlagen oder für den Garantienachweis muss so beschaffen sein, dass eine Prüfung der Richtigkeit der Daten möglich ist. Eine der sichersten Methoden zur Überprüfung der Daten sind Bilanzierungen von Stoffströmen. Als Mindestanforderung sollte eine Phosphor- und eine CSB-Bilanz möglich sein. Mit Hilfe dieser beiden Bilanzen lassen sich zumindest systematische Fehler bei der Probenahme, der

Mengenmessung oder bei der Analyse in der Regel eindeutig feststellen. (SVARDAL, et. al. 1998).

Diese Anforderungen sind nach bisherigen Erfahrungen dann erfüllt wenn für Kläranlagen mit einer Ausbaugröße  $\leq 50.000$  EW eine brauchbare Eigenüberwachung und Betriebsdokumentation gemäß ÖWAV-Arbeitsbehelf Nr. 14 für die Größenklasse III vorliegt. Für Kläranlagen mit einer Ausbaugröße  $> 50.000$  EW ist ein Mindestumfang für Eigenüberwachung und Betriebsdokumentation gemäß ÖWAV-Arbeitsbehelf Nr. 14 für die Größenklasse IV zu empfehlen.

Neben der Eigenüberwachung werden zumindest für jeden maßgebenden Lastfall bei Bemessungsbelastung mindestens eine Fremdüberwachung, zumindest jedoch drei Fremdüberwachungen von einer unabhängigen Prüfstelle zu fordern sein. Der Mindestumfang der Fremdüberwachungen sollte den Anforderungen der 1. AEV für die Größenklasse III oder IV entsprechen. Die Fremdüberwachungen sollten ein unverzichtbarer Bestandteil des Leistungsnachweises sein.

Bei derartigen Anforderungen an den Leistungsnachweis ist das Risiko für das Versagen eines neuen Verfahrens sicherlich nicht höher als bei einem Leistungsnachweis nach einem allgemein anerkannten Bemessungsverfahren.

Ein gezielter Eingriff in die Abwasserbeschaffenheit (z.B. Externe C-Quelle, Nährstoffdosierung) oder der Zulaufganglinien (z. B. durch vorgeschaltete Ausgleichsbehälter) bei der Nachweisanlage, ist nur zulässig, wenn dies Bestandteil des angebotenen Systems ist.

Die Ausbaugröße der Nachweisanlage muss in der gleichen Größenordnung liegen wie die Anlage für die sie als Nachweis dienen soll. Wenn diese Anforderungen an eine Nachweisanlage nicht erfüllt sind, ist sie als Pilotanlage einzustufen. Das Verhältnis von Stickstoff-Tagesspitze zur durchschnittlichen Stickstoffzulaufkraft (Wochenmittelwert) muss bei der Nachweisanlage dem Verhältnis bei der nachzuweisenden Anlage sein. Eine große Verbandsanlage mit sehr ausgeglichener Stickstoff-Zulaufganglinie ist z.B. als Nachweisanlage für eine Kläranlage mit sehr ausgeprägter Stickstoff-Tagesspitze nicht geeignet.

Analog zum Leistungsnachweis durch klärtechnische Bemessung mit anerkannten Bemessungsverfahren sind im Leistungsnachweis durch

Betriebsergebnisse von Nachweisanlagen alle maßgeblichen Lastfälle nachzuweisen.

Entscheidend ist, dass auch der Temperaturbereich, der bei Nachweisanlagen auftritt, jenem Fall entspricht, für den der Nachweis angeführt wird. Es ist auch notwendig zu definieren wie weit die Temperaturen in der Nachweisanlage vom nachzuweisenden Lastfall abweichen dürfen und wie dieser Temperaturunterschied zu berücksichtigen ist.

Für die Mindestbetriebsdauer von Nachweisanlagen ist für typisch kommunales Abwasser oder Abwasser aus Gewerbe und Industriebetrieben, das aufgrund seiner Beschaffenheit als kommunales Abwasser einzustufen ist, durchgehende Mindestbetriebsdauer von 9 Monaten erforderlich. Der ungünstigste Belastungszustand für die Nitrifikation tritt meist am Ende einer längeren Kälteperiode oder am Beginn einer darauffolgenden wärmeren Periode auf. Dieser Betriebszustand sollte während der Betriebsdauer für den Leistungsnachweis jedenfalls eintreten. Unter den in Österreich vorherrschenden klimatischen Bedingungen müssen daher die Monate Februar, März und April in der neunmonatigen Betriebsdauer einer Nachweisanlage enthalten sein.

Bei Abwasserreinigungsanlagen mit starken saisonalen Belastungsspitzen ist die Reinigungsleistung im Betrieb einer bestehenden Anlage mindestens für die Dauer einer solchen Saison nachzuweisen.

Die Ergebnisse von Nachweisanlagen sind nur dann für die Beurteilung aussagekräftig, wenn die Anlagen auch lange genug nahe der Bemessungsbelastung betrieben wurden. Im Folgenden werden Vorschläge dafür unterbreitet, welchen Kriterien die Belastung einer Nachweisanlage genügen muss um als solche anerkannt zu werden:

Die maßgebende Belastung für einen Bemessungslastfall ist jeweils durch einen Datensatz (Wassermengen, Zulauffrachten der einzelnen Verschmutzungsparameter und zugehörige Bemessungstemperatur, definiert. Die maßgebende Belastung für einen Lastfall gilt als erreicht, wenn die Zulauffracht für die Parameter BSB<sub>5</sub>, CSB und Gesamtstickstoff im Monatsmittel mindestens 70 % der Bemessungsfracht beträgt und im Wochenmittel mindestens einmal die Bemessungsfracht erreicht oder überschritten wird. Die Bemessungstemperatur gilt als erreicht, wenn in einer Woche, in der die maßgebliche Belastung erreicht

oder überschritten wurde das Gleitmittel der Temperatur über 7 Tage mindestens einmal erreicht oder unterschritten wurde. Die hydraulische Bemessungsbelastung muss zumindest einmal erreicht oder überschritten werden. Ist die hydraulische Bemessungsbelastung gleichzeitig mit der maximalen Schmutzfracht zu erwarten, so muss die hydraulische Leistungsfähigkeit an einem Tag nachgewiesen werden, an dem auch die Bemessungsfrachten der Parameter BSB<sub>5</sub>, CSB und Gesamtstickstoff erreicht oder überschritten wurden.

## **2.4 Leistungsnachweis abgeleitet aus den Betriebsergebnissen von Versuchs- und Pilotanlagen**

Liegen keine großtechnischen Erfahrungen für ein neues Verfahren vor, so ist ein Leistungsnachweis anhand der Betriebsergebnisse einer Versuchs- und Pilotanlagen analog zu zum Leistungsnachweis aus den Betriebsergebnissen einer großtechnisch ausgeführten Reverenzanlage möglich. Bei Versuchsanlagen ist größtes Augenmerk darauf zu legen, dass die Randbedingungen wie Tagesganglinien der Wassermengen und Schmutzfrachten, Temperatur, Rückläufe aus der Schlammbehandlung ausreichend nahe genug an der Realität der zukünftigen Großanlage liegen da anderenfalls die Versuchsergebnisse nicht aussagekräftig sind.

Bei wirtschaftlich sehr interessanten Neuentwicklungen für die es noch keine großtechnischen Erfahrungen gibt ist für den Bauherrn unbedingt zu empfehlen Pilotversuche an mit dem tatsächlichen Abwasser zu verlangen.

## **2.5 Verfahrensspezifischen Definitionen und Anforderungen zur Erreichung gleichwertiger Angebote**

Bei der Bemessung des einstufigen Belebungsverfahrens nach ATV-Arbeitsblatt A131 erhält man ausgehend von einem eindeutig definierten Lastfall bei exakter Einhaltung aller Bemessungsempfehlungen jedoch durch unterschiedliche Annahmen von Bemessungsparametern erheblich unterschiedliche Größen für die erforderlichen Beckenvolumina.

Um gleichwertige Angebote zu erhalten ist es jedenfalls erforderlich für jedes zugelassene Bemessungsverfahren und für alle denkbaren Verfahren diese

Ermessensspielräume im Vorfeld der Ausschreibung zu prüfen und angepasst an gegenständliche Situation möglichst exakt zu definieren.

In der folgenden Aufzählung der denkbaren Verfahren wird versucht, auf möglichst alle erforderlichen Festlegungen in der Ausschreibung hinzuweisen, die dazu führen, möglichst vergleichbare Angebote zu erhalten. So wie hier kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben werden kann wird es im Rahmen einer Ausschreibung ebenso nicht gelingen alle vielleicht notwendigen Festlegungen vollständig zu treffen. Die Erfahrungen bei durchgeführten Ausschreibungen haben gezeigt, dass bei einer möglichst umfassenden Definition aller Randbedingungen und mit dem Hinweis der sinngemäßen Gültigkeit eine ausreichende Vergleichbarkeit der vorgelegten Angebote zu erreichen ist.

Verzichtet man auf derartige Präzisierungen in der Ausschreibung kann es sehr leicht dazu kommen, dass die Vergabeentscheidung auf juristischer Ebene fällt und wie die Vergangenheit wiederholt gezeigt hat muss dabei nicht immer ein verfahrenstechnisch geeignetes oder besonders wirtschaftliches Verfahren zu Zug kommen. Die Probleme und Folgekosten solcher Entscheidungen treten meist erst Jahre später auf.

#### 2.5.1 Belebungsverfahren einstufig konventionell

Beim einstufigen Belebungsverfahren muss ausgehend von der Abwasserbeschaffenheit der für den Leistungsnachweis anzunehmende Schlammindex festgelegt werden. Um wirklich vergleichbare Angebote zu erhalten wird empfohlen in der Ausschreibungsphase die klärtechnische Bemessung für alle Lastfälle durchzuführen und auch das Schlammalter exakt festzulegen. Diese Vorgangsweise bietet noch den Vorteil, dass über das Schlammalter noch zu einigen anderen Verfahren eine Vergleichbarkeit hergestellt werden kann.

#### 2.5.2 Belebungsverfahren Sonderverfahren

Für Modifizierungen des Belebungsverfahrens, wo durch Einsatz von Lamellenpaketen in Ablauf der Belebungsbecken oder ähnlicher Maßnahmen versucht wird, die Leistung zu steigern, gibt es derzeit keine anerkannten Bemessungsregeln. Hier ist eindeutig zu definieren ob derartige Verfahren zugelassen werden bzw. wie der Leistungsnachweis zu erbringen ist und welche maximalen Schlammrückhalte angesetzt werden dürfen. Daneben ist noch zu

gewährleisten, dass die Lamellen im Bedarfsfall manuell gereinigt werden können (Zugänglichkeit), und eine ausreichende statische Stabilität aufweisen (z.B. Entleerung des Beckens bei verstopften Lamellen)

### 2.5.3 Belebungsverfahren SBR-Technik

Der Nachweis erfolgt zweckmäßigerweise nach ATV Merkblatt M210. Schlammindex und Schlammalter sind analog zum konventionellen Belebungsverfahren festzulegen. Bei Anspruch auf Gleichwertigkeit darf die Denitrifikation in der Absetz- und Abzugsphase nicht in Rechnung gestellt werden. Eine zufällig auftretende Denitrifikation in der Nachklärung beim einstufigen konventionellen Belebungsverfahren wird ja auch dort nicht berücksichtigt.

Beim Belebungsverfahren nach der SBR-Technik sind mindestens zwei Becken für eine funktionsfähige Betriebseinheit erforderlich. Für einen ordnungsgemäßen Reinigungsbetrieb bei Störfällen oder der planmäßigen Revision eines Beckens sind mindestens drei Becken erforderlich.

### 2.5.4 Abwasserteiche

Mit Abwasserteichen ohne Schlammrückführung sind die in Österreich geltenden Reinigungsanforderungen nicht erreichbar. Mit Schlammrückführung sind sie wie Belebungsverfahren zu betrachten.

### 2.5.5 Membranbelebungsverfahren

Für die Bemessung von Membranbelebungsanlagen existieren noch keine anerkannten Bemessungsverfahren. Der Leistungsnachweis muss mittels Nachweisanlage erfolgen.

Bei vorsichtiger Dimensionierung werden Membranen heute auf einen Flux von ca. 15 l/(m<sup>2</sup>\*h) bemessen. Eine Auslegung auf > 30 l/(m<sup>2</sup>\*h) ist nach derzeitigem Wissenstand nicht zu empfehlen. Die Porengröße der Membrane darf 0,4 µm nicht übersteigen. Der Energieverbrauch ist nach bisherigen Erfahrungen deutlich höher als bei konventionellen Verfahren. Der Energieverbrauch der Nachweisanlage muss entsprechend dokumentiert sein. Die für die Kostenvergleichsrechnung angenommene Lebensdauer der Membranen muss garantiert werden.

### 2.5.6 Tropfkörper, Tauchkörper und getauchte Festbetten

Für die Bemessung von Tropfkörpern und Tauchkörpern existieren das ATV Arbeitsblatt A 135 „Grundsätze für die Bemessung von Tropfkörper und Tauchkörper mit Anschlusswerten über 500 Einwohnerwerten“ und der Arbeitsbericht der ATV Arbeitsgruppe 2.6.3., Anlagen mit getauchten Festbetten, Korrespondenz Abwasser 43, 2013-2023.

Mit einstufigen Tropfkörperanlagen bis zu einer Ausbaugröße von 5000 EW ist mit einer BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung von 1,5 bis 2,0 g BSB<sub>5</sub>/(m<sup>2</sup>\*d) gemäß ATV Arbeitsblatt A 135 die Einhaltung der 1. AEV im Allgemeinen problemlos möglich. Für Ausbaugrößen über 5000 EW sind einstufige Tropfkörperanlagen nicht geeignet, da die erforderliche Stickstoffentfernung nicht erreicht werden kann.

In den ATV Arbeitsblättern A122, A135 und dem Arbeitsbericht der ATV Arbeitsgruppe 2.6.3 werden für die Bemessung von Tauchkörpern und getauchte Festbetten Bemessungswerte in Abhängigkeit von der Ausbaugröße angegeben. Für einstufige nitrifizierende Tauchkörper und getauchte Festbetten werden BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastungen von 4,0 bis 5,0 g BSB<sub>5</sub>\*/(m<sup>2</sup>\*d) für die Bemessung angegeben.

Mit den oben angeführten Bemessungswerten für Tauchkörper und getauchte Festbetten (4,0 bis 5,0 g BSB<sub>5</sub>/(m<sup>2</sup>\*d)) ist die 1. AEV im Allgemeinen nicht einhaltbar. Es werden folgende Bemessungswerte empfohlen:

Tabelle 1: Bemessungswerte für einstufigen Betrieb mit gesicherter Nitrifikation gemäß den Anforderungen der 1. AEV für Anlagen ≤ 5000 EW

Ausbaugröße	50 EW	≥ 500 EW
Verfahren	BSB <sub>5</sub> -Flächenbelastung B <sub>A</sub> (g BSB <sub>5</sub> /(m <sup>2</sup> *d))	
Tropfkörper	1,66 *)	2,0
Tauchkörper	2,0 *)	2,5
Getauchte Festbetten	-	2,5

\*) Für die Ausbaugrößen zwischen 50 und 500 W sind die Bemessungswerte linear zu interpolieren.

Die in der Tabelle 1 angegebenen Bemessungswerte wurden im Wesentlichen aus INSTITUT FÜR WASSERGÜTE UND ABFALLWIRTSCHAFT, TU-WIEN (1998) NOWAK O.; (2000) und CRABETREE, ROTWELL abgeleitet und sind mit den Bemessungswerten der ÖNORM B2502-1 identisch.

Tropfkörper und Tauchkörper dürfen nur mit gut abgesetztem Abwasser beschickt werden, wobei 40 g BSB<sub>5</sub>/(EW\*d) anzusetzen sind.

Für mehrstufige Systeme sind Tropfkörper, Tauchkörper und getauchte Festbetten nur für die Nitrifikationsstufe in zweiter Reinigungsstufe geeignet. Für mehrstufige Verfahren muss der Leistungsnachweis mittels Nachweisanlage erfolgen. Bei Einsatz von Tropfkörper, Tauchkörper oder getauchten Festbetten für die Nitrifikationsstufe ist ein Leistungsnachweis ohne Nachweisanlage mit folgenden Bemessungswerten möglich.

Tabelle 2 Bemessungswerte für Nitrifikationsstufe bei vorangegangener Kohlenstoffentfernung mit gesicherter Nitrifikation gemäß den Anforderungen der 1. AEV (INSTITUT FÜR WASSERGÜTE, 1998)

Verfahren	NH <sub>4</sub> -N-Flächenbelastung (g N/(m <sup>2</sup> *d))	
	≤ 5000 EW (T = 12 °C)	> 5000 EW (T = 8 °C)
Tropfkörper	1,0	0,8
Tauchkörper	1,25	1,05
Getauchte Festbetten	1,25	1,05

Unzureichend mechanisch vorgereinigtes Abwasser führt bei Tropfkörper, Tauchkörper und getauchte Festbetten zu Betriebsstörungen. Zur Wahrung einer Vergleichbarkeit für Rechen und Sandgang eine entsprechende Redundanz und Betriebssicherheit zu fordern.

### 2.5.7 Biofilter

Es existieren keine allgemein anerkannten Bemessungsregeln. Der Leistungsnachweis von Biofilteranlagen muss mittels Nachweisanlage erbracht werden. Es muss nachgewiesen werden, dass das vorgeschlagene Verfahren gleiche Sicherheiten in Bezug auf die Reinigungsleistung hat wie beispielsweise das einstufige Belebungsverfahren. Dieser Nachweis kann etwa dadurch erbracht werden, in dem gezeigt wird, dass wie beim einstufigen Belebungsverfahren ein durchschnittlicher NH<sub>4</sub>-N Ablaufwert < 1,0 mg/l erreicht wird oder dass das Verhältnis von mittlerer Nitrifikationsleistung zu maximaler Nitrifikationskapazität dem Produkt aus Sicherheitsfaktor für die Nitrifikation und Schwankungsfaktor für die Stickstoffzulaufkraft entspricht.

Der für die Kostenvergleichsrechnung anzugebende Energieverbrauch muss ebenfalls durch eine Nachweisanlage nachgewiesen werden.

Eine hohe Schwebstoffbelastung führt bei Biofiltern rasch zu einer erheblichen Reduktion der Leistung. Zur Wahrung einer Gleichwertigkeit mit anderen Verfahren sind bei Biofiltern in der ersten Verfahrensstufe für Rechen und Vorklärung eine entsprechende Redundanz und Betriebssicherheit zu fordern. Bei Biofiltern nach einer Hochlastbelegung sind Mindestanforderungen an die Zwischenklärung zu definieren.

#### 2.5.8 Wirbelbettverfahren

Der klärtechnische Nachweis muss anhand von Betriebsergebnissen einer oder mehrerer Nachweisanlagen erbracht werden. Insbesondere muss nachgewiesen werden, dass die am Trägermaterial fixierte Biomasse die in Rechnung gestellte Nitrifikations- und Denitrifikationsleistung gesichert erbringt oder überschreitet.

Für den Nachweis der Nachklärung muss analog zum konventionellen Belegungsverfahren ein Schlammindex definiert werden.

Nach bisher vorliegenden Erfahrungen kann unter günstigen Bedingungen die Leistungsfähigkeit der Belegung durch den Einsatz von Trägermaterialien etwa verdoppelt werden, was im Hinblick auf die Abbauleistung des Belebtschlammes etwa einer Steigerung des Schlammgehaltes in der Belegung von 3 bis 4 g/l auf 6 bis 8 g/l entspricht, wobei maximal ca. 6 g/l zugelassen werden sollten.

#### 2.5.9 Bodenfilter

Der Nachweis für Bodenfilter (Bepflanzte Bodenfilter, Pflanzenbeete) kann nach ÖNORM B 2505 erfolgen.

Kriterien bei für Redundanz und Betriebssicherheit einbauen

### **3 Bewertungskriterien und Angebotsbewertung**

Gemäß § 99 BVergG ist von den Angeboten, die nach dem Ausscheiden übrig bleiben, der Zuschlag dem technisch und wirtschaftlich günstigsten Angebot

gemäß den in der Ausschreibung festgelegten Kriterien oder dem Angebot mit dem niedrigsten Preis zu erteilen. Die Gründe für die Vergabeentscheidung sind schriftlich festzuhalten.

Ob das Bestbieter- oder das Billigstbieterprinzip angewendet wird, ist in der Bekanntmachung oder in den Ausschreibungsunterlagen bekanntzugeben. Gem. § 67 Abs 3 BVergG setzt die Anwendung des Billigstbieterprinzips allerdings voraus, dass der Qualitätsstandard der Leistung so klar und eindeutig definiert ist, sodass die Festlegungen in der Ausschreibung qualitativ gleichwertige Angebote sicherstellen. Es muss sich somit um Leistungen mit hohem Standardisierungsgrad handeln. Soweit aber, wie in den hier zur Diskussion stehenden Ausschreibungen, z. B. Folgekosten ein Zuschlagskriterium darstellen, und/oder es sich um Leistungen mit komplexen Aufgabenstellungen handelt, wird das Billigstbieterprinzip nicht anwendbar sein.

Das heißt, dass in diesen Fällen nicht das billigste, sondern das **technisch und wirtschaftlich günstigste Angebot**, gemäß den in der Ausschreibung festgelegten **Kriterien**, den Zuschlag erhalten muss.

Die Kriterien für die Bestbieterermittlung ergeben sich gemäß § 67 Abs 3 BVergG einzig und allein aufgrund der **Festlegungen in der Ausschreibung**. Alle anderen Betrachtungen sind vom Auftraggeber außer Acht zu lassen. Der Auftraggeber muss gemäß § 99 Abs 1 die Bestbieterkriterien zwingend festlegen, wobei § 67 Abs 3 vorschreibt, dass alle Zuschlagskriterien im Verhältnis der ihnen zuerkannten Bedeutung - also gewichtet - anzugeben sind, was auch durch Festlegung einer Marge geschehen kann. Eine Angabe der Zuschlagskriterien bloß in der Reihenfolge ihrer Bedeutung ist nur zulässig, wenn eine Gewichtung ausnahmsweise nicht möglich ist.

Im Zuge der Angebotsprüfung sind nach formaler Prüfung der Angebote und nach Feststellung der technischen und wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit der Bieter sowie deren Zuverlässigkeit die noch verbleibenden Angebote inhaltlich zu prüfen. Der nächste Schritt wird dann im Allgemeine sein, zu prüfen ob die noch nicht ausgeschiedenen Angebote technisch gleichwertig sind. Bei unterschiedlichen Reinigungsverfahren ist eine absolute verfahrenstechnische Gleichwertigkeit nicht möglich. Bei einer guten, möglichst genauen und dennoch verfahrensneutralen Beschreibung der Anforderungen, die dann in der Praxis die Definition der Mindestanforderungen sein wird, wird es in der Regel

möglich sein, eindeutig festzustellen, ob ein Anbot den Kriterien entspricht oder nicht. Die Gefahr einer Anfechtung dieser Beurteilung wird relativ gering sein.

Fehlen umfassend definierte Kriterien für die verfahrenstechnische Bewertung in der Ausschreibung werden die Kriterien faktisch bei der Angebotsbewertung festgelegt. Die Bewertung bleibt im hohen Maße anfechtbar auch wenn die Bewertung objektiv erfolgt, was wahrscheinlich ein wesentlicher Grund ist, warum in letzter Zeit so viele Vergabeverfahren von Kläranlagen im Rechtsstreit enden.

Ähnlich wie bei der verfahrenstechnischen Gleichwertigkeit ist die Beurteilung der technischen Gleichwertigkeit hinsichtlich Materialqualität, Qualität der maschinellen Ausrüstung usw. unerlässlich. Eine Überprüfung der Gleichwertigkeit, in der Praxis auch hier eine Feststellung ob die Mindestanforderungen erfüllt sind wird nur dann zweifelsfrei möglich sein, wenn die Kriterien in der Ausschreibung eindeutig und umfassend definiert sind.

Ein sorgfältig ausgearbeitetes Amtsprojekt ist durchaus eine geeignete Möglichkeit die Mindestanforderungen für die technischen Bewertungskriterien zu beschreiben und erleichtert im Allgemeinen auch die Beschreibung der Anforderungen an die verfahrenstechnische Gleichwertigkeit.

### **3.1 Ausscheidungskriterien**

Der erste Teil der technischen Anbotsprüfung wird damit immer zu einer Überprüfung, ob die technischen Mindestanforderungen (Materialqualität, Qualität der Einzelkomponenten) und die verfahrenstechnischen Mindestanforderungen erfüllt wurden. Angebote die Mindestanforderungen nicht erfüllen sind auszuschneiden. Die Vorstellung, die technischen und verfahrenstechnischen Bewertungskriterien für die Anbotsreihung heranzuziehen sind eher theoretischer Natur da in der Praxis ohne besonderen Anreiz für höhere Qualität in Angeboten immer nur die Mindestanforderungen erfüllt werden.

### **3.2 Reihungskriterien**

Bezieht sich die Ausschreibung nur auf die Errichtung der Anlage werden die Errichtungskosten (Anbotssumme) das gewichtigste Reihungskriterium sein.

Sind unterschiedliche Verfahren zu bewerten sind die Betriebskosten ein unerlässliches Kriterium zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit deren Gewichtigkeit bei der Anbotsbewertung eine ähnliche Größe haben kann wie die Errichtungskosten. Daneben können noch technische oder ökologische Vorteile die über die Mindestanforderungen hinausgehen in die Anbotsbewertung aufgenommen werden, die jedoch hinsichtlich der Anbotsreihung nur eine untergeordnete Bedeutung haben werden.

Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Bewertungskriterien der Errichtungs- und Betriebskosten in einem allgemein anerkannten Modell z.B. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) „Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen“, München, 1993 zu Beurteilung der Gesamtwirtschaftlichkeit eines Projektes zu erfassen.

Eine Vergleichbarkeit ist auch hier nur zu erreichen, wenn die Modellparameter wie Lebensdauer der Anlage, Reinvestitionsintervalle einzelner Anlagenkomponenten, Kostenansätze für den Betrieb und Zinssätze vollständig und exakt definiert werden. Die Berücksichtigung technischer oder ökologischer, über die Mindestanforderungen hinausgehender Vorteile ist in diesem Fall nicht unbedingt erforderlich, aber zweckmäßig und kann über eine monetäre Bewertung der Vorteile sehr leicht in die Kostenvergleichsrechnung einfließen.

Um eine eindeutige Reihung der Angebote nach der Kostenvergleichsrechnung zu erhalten haben sich folgende Festlegungen bewährt.

Die baulichen, maschinellen und elektrotechnischen Anlagenteile werden in Gruppen eingeteilt, denen ein bestimmtes Reinvestitionsintervall zugeordnet wird.

Für die Berechnung der Betriebskosten ist es zweckmäßig einen Lastfall Betriebskosten zu definieren der die durchschnittlich zu erwartende Belastung beschreibt, und der als Basis für die Berechnung der Betriebskosten in der Kostenvergleichsrechnung herangezogen wird.

Bei den Betriebskosten sollte zumindest nach Personalkosten, Kosten für Reparatur und Instandhaltung, Energiekosten, Hilfsstoffe für den Reinigungsprozess, Kosten für Schlammbehandlung und Schlammentsorgung sowie gegebenenfalls anfallende Lizenzgebühren aufgeschlüsselt werden.

Für die Personalkosten sind jedenfalls die Kosten pro Mann und Jahr in Abhängigkeit der Qualifikation anzugeben. Ebenso ist es erforderlich für den Personalbedarf einen Rahmen zu definieren (z.B. Personalbedarf fix vorgegeben mit Zuschlägen für weitere Verfahrensstufen, vom Bieter begründete Abweichungen können anerkannt werden).

Die Kostenansätze für Reparatur und Instandhaltung müssen getrennt nach baulichen, maschinellen und elektrotechnischen Anlagenteilen getroffen werden.

Für die Berechnung des Energiebedarfes sind für die wichtigsten Energieverbraucher wie Sauerstoffzufuhr, Rührwerke Pumpen Wirkungsgrade und dergleichen zu definieren. Der Ansatz der Energiepreise darf ebenfalls nicht den Bietern überlassen werden. Bei einer Gaswertung ist es auch erforderlich Regeln für die Berechnung des Gasanfalles aufzustellen.

Bei Betreibermodellen, wo die Betriebskosten ein Teil des Angebotes sind wird man den Bietern größere Freiräume für die Kalkulation der Betriebskosten lassen müssen, ohne Definition von Rahmenbedingungen geht es auch hier nicht.

## **4 Zusammenfassung**

Bis vor ca. 10 Jahren ist der Ausbau der Infrastruktur für den Gewässerschutz in Österreich fast ausschließlich nach der Vorgangsweise Variantenstudium – Einreichprojekt – ausschreibungsreife Planung – konstruktive Leistungsbeschreibung - Vergabe – Baudurchführung abgewickelt worden.

Seit Betreibermodelle und Funktionalausschreibungen modern geworden sind, in der Hoffnung die Kosten für die Abwasserreinigung zu senken, und im schärfer gewordenen Wettbewerb vermehrt alternative bzw. neu entwickelte Verfahren angeboten werden, verlagert sich die technische und wirtschaftliche Bewertung möglicher Lösungen für ein Abwasserentsorgungsprojekt zunehmend von der frühen Planungsphase und dem Variantenstudium in die Angebotsbewertung im Vergabeverfahren.

Das Problem unterschiedliche Reinigungsverfahren im Vergabeverfahren bewerten zu müssen tritt sowohl bei der funktionalen Ausschreibung als auch

bei der konstruktiven Leistungsbeschreibung auf, wenn Verfahrensalternativen in erwünschter oder unerwünschter Weise angeboten werden. Nur wenn nach sorgfältiger Planung und Wirtschaftlichkeitsberechnung zweifelsfrei feststeht, dass Verfahrensalternativen nicht sinnvoll sind, und dies auch schlüssig begründbar ist, dürfen Verfahrensalternativen von der Teilnahme am Wettbewerb ausgeschlossen werden. Auch wenn man bei einem Projekt nicht an eine Funktionalausschreibung denkt, hat man im Regelfall damit zu rechnen, im Zuge der Angebotsbewertung auch alternative Verfahren bewerten zu müssen.

Für eine objektive Bewertung der Angebote ist eine möglichst präzise, umfassende und verfahrensneutrale Definition der Mindestanforderungen erforderlich. Ebenso ist eine umfassende präzise und eindeutige Festlegung der Bewertungskriterien erforderlich. Sobald zwei unterschiedliche Reinigungsverfahren vergleichend zu bewerten sind ist eine umfassende Einbeziehung der Betriebskosten unerlässlich.

Sind in der Ausschreibung keine ausreichenden Kriterien definiert wird man keine vergleichbaren Angebote erhalten. Fehlen ausreichende Bewertungskriterien in der Ausschreibung müssen diese im Zuge der Angebotsbewertung festgelegt werden. Ein unter solchen Randbedingungen entstandener Vergabevorschlag ist in jedem Fall anfechtbar. Wie die allgemeine Erfahrung zeigt kommt es dabei so gut wie immer zum Rechtsstreit. Die Vergabeentscheidung mit der Entscheidung über das zum Zuge kommende Reinigungsverfahren kommt dann am Rechtsweg zustande, was nicht bedeutet, das damit auch das kostengünstigste, ökologisch und technisch einwandfreie Projekt zum Zug kommt.

## 5 Literatur

1. AEV FÜR KOMMUNALES ABWASSER (1996) „ Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft über die Begrenzung von Abwasseremissionen aus Abwasserreinigungsanlagen für Siedlungsgebiete“  
ATV-ARBEITSBLATT A122, (1991) Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von kleinen Kläranlagen für Anschlusswerte zwischen 50 und 500 Einwohnerwerten, Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, Hennef;  
ATV-ARBEITSBLATT A126, (1987) Grundsätze für die Abwasserbehandlung in Kläranlagen nach dem Belebungsverfahren mit gemeinsamer Schlammstabilisierung

- bei Anschlusswerten zwischen 500 und 10.000 Einwohnerwerten, Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, Hennef;
- ATV-ARBEITSBLATT A131, (2000) Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen  
Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, Hennef;
- ATV-ARBEITSBLATT A135, (1989) Grundsätze für die Bemessung von Tropfkörpern und Tauchkörpern mit Anschlusswerten über 500 Einwohnergleichwerten; 1989  
Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, Hennef;
- ATV-ARBEITSBLATT A201, (1989) Grundsätze für die Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichen für kommunales Abwasser
- ATV-ARBEITSBLATT A257, Grundsätze für die Bemessung von Abwasserteichen und zwischengeschalteten Tropf- oder Tauchkörper 1989
- ATV-ARBEITSBLATT A262, Grundsätze für die Bemessung, Bau und Betrieb vom Pflanzenbeeten für kommunales Abwasser bei Ausbaugrößen bis 1.000 Einwohnerwerte
- ATV-MERKBLATT M210, Belebungsanlagen im Aufstaubetrieb Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, Hennef; 1997
- CRABETREE, ROTWELL; Standardisation of small wastewater treatment plants for rapid design and implementation, Wat. Sci. Tech. Vol. 28 No. 10 pp 17 – 24
- INSTITUT FÜR WASSERGÜTE UND ABFALLWIRTSCHAFT, TU-WIEN (1998)  
„Studie – Adaptierung von oberösterreichischen Tauchkörperanlagen im Hinblick auf die Anforderungen der 1. AEV für kommunales Abwasser“
- INSTITUTE FÜR WASSERGÜTE UND ABFALLWIRTSCHAFT, BAUBETREIB UND BAUWIRTSCHAFT, TU-WIEN (2000) „Studie – Ausschreibungsverfahren für Abwasserreinigungsanlagen“ beauftragt durch das Amt der NÖ Landesregierung
- KROISS H., OBERNDORFER W., PRENDL L., LINK D.: (1999) Vergleichbarkeit von alternativen Angeboten im Ausschreibungsverfahren, Dresdner Berichte, Band 14
- LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA) Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen, München, 1993
- NOWAK O.; (2000) Upgrading of WWTPS Equipped with rotating biological contactors to nitrification and P removal, Wat. Sci. Tech. Vol. 41 No. 01 pp 145-153;
- Ö-NORM B2502-1 „Kleinkläranlagen (Hauskläranlagen) für Anlagen bis 50 Einwohnerwerte Anwendung, Bemessung, Bau und Betrieb“ ON,  
ÖWAV-Arbeitsbehelf Nr. 14 (1998): Eigen- und Betriebsüberwachung von biologischen Abwasserreinigungsanlagen (>50EW). Österr. Wasser- und Abfallwirtschafts-verband, Wien, Marc Aurelstr. 4, A-1010
- SVARDAL K., NOWAK O., SCHWEIGHOFER P. (1998):  
Datendokumentation  
und Auswertung - Plausibilitätsanalyse von Messwerten.  
*Wiener Mitteilungen* - Band 147, 439-475

Dr. Leopold Prendl

**Beratung Planung und Entwicklung Dr. Prendl**

Technisches Büro für Kulturtechnik und Wasserwirtschaft

Am Kellerberg 31

A 2325 Himberg-Pellendorf

Tel.: 02235/87339-11

Fax: 02235/87339 99

email: [tb.prendl@aon.at](mailto:tb.prendl@aon.at)



## Vergaberechtliche Aspekte der funktionalen Ausschreibung von Abwasseranlagen

Brigitte Gutknecht

Ass. Prof. am Institut für Staats- und Verwaltungsrecht der Universität Wien

**Kurzfassung:** Das Bundesvergabegesetz 2002 bringt zahlreiche und zum Teil einschneidende Änderungen der bisherigen Rechtslage. Seine Regeln über das Vergabeverfahren gelten für Auftraggeber des Bundes wie der Länder - nicht aber jene über die Vergabekontrolle, die aber neu gestaltet wurden. Vergaben im Unterschwellenbereich sind grundsätzlich mit dem Oberschwellenwert gleichgestellt, es stehen aber dafür auch vereinfachte Vergabeverfahren zur Verfügung. Weitere Änderungen betreffen z. B. In-house-Vergaben, die elektronische Vergabe, die Wahl des Vergabeverfahrens und das Billigstbieterprinzip.

Die funktionale Ausschreibung ist ausdrücklich geregelt. Sie ist dadurch charakterisiert, dass die nachgefragte Leistung nur nach dem Leistungsziel umschrieben wird, Planung und Bauführung liegen beim Auftragnehmer. Ein Vergleich der Angebote ist allerdings schwierig. Nach den Sonderregeln des BVergG für die funktionale Leistungsbeschreibung hat der Auftraggeber nur die Gesamtleistung festzulegen, die erforderlichen Teilleistungen bestimmt der Bieter. Ihm dürfen ferner keine unkalkulierbaren Risiken auferlegt werden. Vergleichbarkeit der Angebote ist auch hier gefordert und kann durch eindeutige Definition der Funktions- und Leistungsanforderungen erreicht werden: Technische Spezifikationen müssen so genau formuliert sein, dass sie den Bietern eine klare Vorstellung betreffend den Auftragsgegenstand und dem Auftraggeber die Vergabe des Auftrags ermöglichen. Auch die maßgebenden Bedingungen und Umstände sowie der Zweck der Leistung müssen klar sein.

**Keywords:** Funktionale Ausschreibung, Vergaberecht, Rechtsvereinheitlichung, Unterschwellenvergaben, Umweltgesichtspunkte, technische Spezifikationen, Vergleichbarkeit, Zuschlagsentscheidung, Baukonzession, Betreibermodell.

## Vorbemerkung

Der folgende Beitrag gibt einen kurzgefassten Überblick über Vorgaben des Vergaberechts für öffentliche Auftraggeber die für den Bereich Abwasseranlagen maßgebend sind, wobei besonderes Gewicht auf die funktionale Ausschreibung gelegt wird.

Der Beitrag behandelt folgende Themen:

1. Die wichtigsten Neuerungen, die das Bundesvergabegesetz 2002 gebracht hat.
2. Einen kurzen Überblick über die Vorschriften betreffend das Vergabeverfahren.
3. Regelungen des BVergG speziell für die funktionale Ausschreibung.
4. Hinweise auf Möglichkeiten und vergaberechtliche Grundlagen von „Public-Private-Partnerships“.

## 1 Bundesvergabegesetz 2002 - die wichtigsten Neuerungen

### 1.1 Einleitung

Das Bundesvergabegesetz 2002, BGBl I 99/2002 (BVergG) bringt eine Reihe von einschneidenden und umfangreichen Änderungen der bisherigen Rechtslage. Dabei hat der Gesetzgeber den Weg einer **Neuerlassung des Gesetzes** statt den einer Novelle gewählt: Das neue Gesetz sollte die Rechtsmaterie übersichtlich und homogen gliedern und dabei dem Ablauf eines Vergabeverfahrens folgen. Allerdings blieben auch viele Regelungen inhaltlich weitgehend gleich, wie z. B. jene über Arten und Ablauf von Vergabeverfahren im Oberschwellenbereich.

**Die wichtigsten Änderungen betreffen folgende Regelungen:**

- Geltungsbereich des Gesetzes
- Vergaben unter den Schwellenwerten
- Rechtsschutz

Hiezu kommen zahlreiche Neuregelungen von Details wie:

- Integration der ÖNORM A 2050
- Definition des öffentlichen Auftraggebers
- In-house-Vergaben
- Berücksichtigung ökologischer und sozialer Aspekte
- elektronische Vergabe
- Wahl des Vergabeverfahrens
- Neue Vergabeformen im Unterschwellenbereich
- Zuschlagskriterien
- Alternativangebote
- technische Spezifikationen

## 1.2 Der Geltungsbereich des BVergG

Die Regelungen über das **Vergabeverfahren** gelten sowohl für Vergaben im Bundesbereich als auch im Bereich der Länder und Gemeinden. Insofern ist es zu einer immer wieder geforderten österreichweiten Vereinheitlichung gekommen. Die Neuordnung der kompetenzrechtlichen Grundlagen des österreichischen Vergaberechts erfolgte mit dem neuen Art 14b Abs 1 B-VG.

Nach wie vor zwischen Bund und Ländern geteilt ist hingegen die **Vergabekontrolle** (Art 14b Abs 2 B-VG): Die Vergabekontrollvorschrift für den Bundesbereich enthält das BVergG. Es ist jetzt Aufgabe der Länder, ihrerseits neue Vergabekontrollgesetze zu erlassen, die auf das bundesgesetzlich geregelte Vergabeverfahren abgestimmt sind. Solange dies nicht geschehen ist, gelten für die Vergaben der Länder interimistisch die jeweiligen Landesvergabegesetze als „partikuläres Bundesrecht“ weiter, allerdings nur bis spätestens 30. Juni 2003.

Bisher wurde - soweit ersichtlich - das Salzburger Vergabekontrollgesetz 2002, LGBI 103/202 und das oberösterreichische Vergabenachprüfungsgesetz, LGBI 153/2002 erlassen.

### 1.3 Vergaben unter den Schwellenwerten

Das BVergG stellt im allgemeinen, „klassischen“ **Bereich**, wozu auch Errichtung und Betrieb von Kläranlagen gehören, Vergaben unter den Schwellenwerten grundsätzlich mit dem Oberschwellenbereich gleich, und zwar sowohl was die Regeln über das Vergabeverfahren betrifft, als auch im Rechtsschutz. Allerdings stehen fakultativ dafür vereinfachte und auch gänzlich neue Verfahrensarten zur Verfügung, meist abhängig von Vergabeart und Auftragswert (hiez zu Pkt. 1. 12). Sonderregelungen bestehen ferner für die Art der Bekanntmachung, für Fristen und im Bereich des Rechtsschutzes.

Hinweis: In den **Sektoren** - das sind die Bereiche Wasser-, Energie- und Verkehrsversorgung - gilt für kleine Aufträge nur der Rechtsschutz sowie einige grundsätzliche Bestimmungen über das Verfahren.

### 1.4 Neugestaltung des Rechtsschutzes

Die Vergabekontrolle auf Bundesebene wurde weitgehend neu geordnet. Das betrifft sowohl die **Organisation des Bundesvergabeamts**, das künftig in Senaten entscheidet, die von hauptberuflich tätigen Vorsitzenden geleitet werden, als auch die **Bundesvergabekontrollkommission**, welche nur mehr als reine Schlichtungsstelle fungiert, deren Anrufung anders als bisher weder eine Zulässigkeitsvoraussetzung für das Nachprüfungsverfahren darstellt noch eine Zuschlagssperre auslöst.

Die wichtigste Neuerung betreffend das Verfahren vor dem Bundesvergabeamt liegt darin, dass nur mehr so genannte „**gesondert anfechtbare Entscheidungen**“ gemäß § 20 Z 13 BVergG innerhalb kurz bemessener Fristen angefochten werden können. So sind z. B. im offenen Verfahren lediglich die Ausschreibung, sonstige Festlegungen während der Angebotsfrist und die Zuschlagsentscheidung gesondert anfechtbar. Alle anderen Entscheidungen müssen zusammen mit diesen bekämpft werden. Durch diese Neuregelung sollte der Rechtsschutz effizienter gestaltet und Verzögerungstaktiken hintangehalten werden.

Umstritten ist, ob die **Länder** ihrerseits verpflichtet sind, das System der „gesondert anfechtbaren Entscheidungen“ auch in ihr Vergabekontrollverfahren einzufügen, doch dürften sich diese voraussichtlich eng an die

Bundsvorschriften halten, wie die bisher erlassenen Vergabekontrollgesetze zeigen. Als Kontrollbehörden kommen auf Landesebene die UVS oder Kollegialbehörden gemäß Art 133 Z 4 B-VG in Betracht, ihre Entscheidungen unterliegen wie jene des BVA der Kontrolle durch VfGH und VwGH.

### 1.5 Die Integration der ÖNORM A 2050

Das BVergG verzichtet auf jeden Verweis auf die ÖNORM A 2050. Es integriert vielmehr jene Regelungen der ÖNORM A 2050 idF vom 1. 3. 2000, auf welche das BVergG 1997 bisher bloß verwiesen hatte.

Die ÖNORM A 2050 gilt allerdings **subsidiär**: § 80 enthält eine „checklist“ für jene Punkte, für die im Leistungsvertrag Vorsorge zu treffen ist, führt sie aber inhaltlich nicht näher aus. Hiefür sind gemäß § 80 Abs 2 soweit wie möglich bestehende ÖNORMen oder standardisierte Leistungsbeschreibungen maßgebend.

### 1.6 Die Definition des öffentlichen Auftraggebers

Der Begriff des öffentlichen Auftraggebers wurde im § 7 BVergG neu definiert. Das Gesetz übernimmt dabei mehr oder weniger wörtlich die entsprechenden Umschreibungen aus den Richtlinien. Der Sache nach decken sich alter und neuer Auftraggeberbegriff weitgehend.

**Öffentliche Auftraggeber** sind demnach:

- Bund, Länder, Gemeinden, Gemeindeverbände
- Einrichtungen, die
  - zu dem besonderen Zweck gegründet wurden, im Allgemeininteresse liegende Aufgaben zu erfüllen, die nicht gewerblicher Art sind und
  - zumindest teilrechtsfähig sind und
  - vom öffentlichen Auftraggeber finanziert, beaufsichtigt oder organisatorisch beherrscht werden.
- Verbände von öffentlichen Auftraggebern

Hinweis: Die Umschreibung der **Sektorenauftraggeber** lautet wie bisher. Sie umfasst auch öffentliche Unternehmen so wie private Unternehmen, die eine Sektorentätigkeit aufgrund besonderer Rechte ausüben.

Diese neue Definition vor allem der „Einrichtungen“ ermöglicht es, die Rechtsprechung des EuGH zur Auftraggebereigenschaft direkt in die Auslegung des österreichischen Rechts zu übernehmen. Ob eine Einrichtung im Allgemeininteresse liegende Aufgaben nicht gewerblicher Art erfüllt, ist ja bei weitem nicht immer klar und war schon häufig Gegenstand von Verfahren sowohl in Österreich als auch vor dem EuGH.

Die ursprüngliche Umschreibung des Auftraggeberbegriffs, die auf österreichische Verhältnisse abstellt und u. a. der Aufteilung in Bundes- und Landesvergaben diene, findet sich jetzt im Wesentlichen im neuen Art 14b Abs 2 B-VG. Sie ist nach wie vor wichtig für die Zuständigkeit zur Regelung und Vollziehung des Rechtsschutzes.

So unterliegen z. B. **Gemeindeverbände** nach einer Gemeindeordnung dem Rechtsschutz nach dem jeweiligen Landes-Vergabekontrollgesetz, **Abwasserverbände** nach dem Wasserrechtsgesetz aber dem Vergaberechtsschutz des Bundes. Beide haben aber bei der Durchführung des Vergabeverfahrens das BVergG anzuwenden.

§ 8 BVergG macht es öffentlichen Auftraggebern in bestimmten Fällen zur Pflicht, ihrerseits **private Unternehmen**, die selbst nicht öffentliche Auftraggeber sind, zur Beachtung von vergaberechtlichen Regelungen vertraglich zu verpflichten. Das betrifft insbesondere den Fall, dass ein öffentlicher Auftraggeber einem derartigen Unternehmen Bauaufträge im Sinn des Anhang II (Tiefbauten, bestimmte andere Bauten für öffentliche Zwecke) zu mehr als 50 % finanziert oder direkt fördert, sowie private Baukonzessionäre.

## 1.7 Dienstleistungskonzessionen

Schon bisher war das Vergaberecht - in eingeschränktem Ausmaß - auf **Baukonzessionen** anwendbar, jetzt wurden auch **Dienstleistungskonzessionen** einbezogen. Allerdings gelten für diese nur die allgemeinen Grundsätze und die Bekanntmachungsvorschriften des Gesetzes, für den Rechtsschutz sind die Zivilgerichte zuständig.

Die Vergabeform der Konzession hatte in Österreich bisher keine Tradition. Sie gewinnt aber an Bedeutung, und zwar für die Privatisierung von öffentlichen Aufgaben, z. B. von Aufgaben der Gemeinden wie die Abwasserentsorgung.

Die **Definition** in § 4 Abs 2 BVergG ist nicht sehr plastisch: Demnach sind (analog zu Baukonzessionsverträgen gem. § 3 Abs 2 BVergG) Dienstleistungskonzessionsverträge Verträge, „deren Vertragsgegenstand von Dienstleistungsaufträgen nur insoweit abweicht, als die Gegenleistung für die Erbringung von Dienstleistungen ausschließlich in dem Recht zur Nutzung der Dienstleistungen oder in diesem Recht zuzüglich der Zahlung eines Preises besteht.“

Der EuGH hat aber einige **Merkmale** entwickelt, die auf Bau- wie auf Dienstleistungskonzessionen zutreffen:

- Es handelt sich üblicherweise um eine Tätigkeit zugunsten der Öffentlichkeit, die bisher der Auftraggeber erbracht hat.
- Diese Tätigkeit wird vertraglich an einen Dritten, den Konzessionär übertragen.
- Der öffentliche Auftraggeber bleibt prinzipiell weiterhin dafür verantwortlich, dass die Aufgabe ordnungsgemäß durchgeführt wird, hat aber natürlich nur mehr beschränkte Anordnungsbefugnisse.
- Das Entgelt besteht in einem Nutzungsrecht.
- Der Konzessionär trägt zumindest teilweise das wirtschaftlich Risiko.

## 1.8 In-house-Vergaben

Gem. § 6 Abs 1 Z 6 BVergG sind In-house-Vergaben Vergaben an ein Unternehmen, das vom öffentlichen Auftraggeber beherrscht wird und seine Leistungen im Wesentlichen für diesen erbringt. Es kann sich auch um ein Gemeinschaftsunternehmen mehrerer Auftraggeber handeln. Wichtig ist eine besondere Beziehung des Unternehmens gerade zu dem speziellen öffentlichen Auftraggeber.

Solche Vergaben unterliegen nicht mehr dem Vergaberecht.

Es handelt sich dabei um eine vom EuGH im Fall „Teckal“ vorgenommene Weiterentwicklung des Gedankens, dass es kein Vergabeverfahren sein kann, wenn ein öffentlicher Auftraggeber Leistungen von eigenen Einrichtungen bezieht. Dieser Grundsatz soll auch für bestimmte ausgegliederte Unternehmen gelten.

## 1.9 Berücksichtigung ökologischer und sozialer Gesichtspunkte

Die Berücksichtigung solcher so genannter „**vergabefremder**“ Aspekte oder „Sekundärzwecke“ bei der Auftragsvergabe war schon bisher im Vergabegesetz vorgesehen, wurde aber erweitert.

### Ökologische Gesichtspunkte

Im Vergabeverfahren ist gemäß § 21 Abs 6 BVergG **verpflichtend** auf die Umweltgerechtigkeit der Leistung Bedacht zu nehmen. Dies kann insbesondere geschehen durch entsprechende Festlegungen

- in der Leistungsbeschreibung: Vorschreiben umweltgerechter Produkte oder Verfahren,
- bei den technischen Spezifikationen: z. B. durch Bezugnahme auf das europäische Umweltzeichen (§ 75 Abs 7 BVergG) oder
- von konkreten Zuschlagskriterien mit ökologischem Bezug.

Bedingungen ökologischen Inhalts, die während Erbringung von Bau- und Dienstleistungen zu erfüllen sind, können auch im Leistungsvertrag festgelegt werden, wenn sie bereits in den Ausschreibungsunterlagen bekannt gegeben worden sind und im Einklang mit den allgemeinen Grundsätzen des Gemeinschaftsrechts stehen (§ 80 Abs 1 Z 14 BVergG).

Bezüglich dieser ökologischen Vorgaben werden im Allgemeinen keine grundsätzlichen vergaberechtlichen Probleme gesehen.

### Sozialpolitische Gesichtspunkte

Vorgaben zugunsten von Frauen, Lehrlingen, Langzeitarbeitslosen, Behinderten oder älteren Arbeitnehmern **können**, müssen aber nicht im Vergabeverfahren gemacht werden. Am ehesten lassen sich solche Anliegen wohl durch Aufnahme

entsprechender Bedingungen in den Leistungsvertrag berücksichtigen. Die Gefahr von Wettbewerbsverzerrungen ist aber dabei nicht ausgeschlossen.

In diesem Zusammenhang ist allerdings darauf hinzuweisen, dass sozialpolitische Aspekte (insbes. des Arbeitnehmerschutzes und des Ausländerbeschäftigungsgesetzes) bereits im Gesetz selbst mehrfach Berücksichtigung finden, so bei den Anforderungen an die berufliche Zuverlässigkeit (z. B. §§ 51, 55, 71 BVergG).

Auch barrierefreies Bauen ist ausdrücklich im Gesetz vorgeschrieben (§ 73 BVergG).

### **1.10 Elektronische Vergabe**

Das BVergG schafft die Grundlagen für die Durchführung von Vergabeverfahren auf elektronischem Weg und legt zu diesem Zweck spezielle Regeln fest, die sicherstellen sollen, dass auch bei dieser Vergabeform die für „Papiervergaben“ geltenden Vorschriften eingehalten werden. Es enthält aber keine Aussagen über die konkrete EDV-technische Realisierung selbst.

**Für elektronische Vergaben gelten im Wesentlichen folgende Regelungen (§§ 22, 68, 82 Abs 3 und 4, 84 Abs 2 und 89 BVergG):**

- Die elektronische Kommunikation wird allgemein für zulässig erklärt, der Auftraggeber kann sie aber ausschließen. Neben einem e-Angebot darf kein Angebot in Papierform abgegeben werden.
- Für bestimmte Unterlagen besteht die Pflicht zur Verwendung einer sicheren elektronischen Signatur.
- Die Art der Übermittlung von Angebotsunterlagen und Angeboten auf elektronischem Weg muss die Echtheit, Unverfälschtheit und Vertraulichkeit dieser Unterlagen sicherstellen.
- Garantiert muss auch sein, dass der Auftraggeber vom Inhalt der Angebote erst nach Ablauf der Angebotsfrist Kenntnis nehmen kann.
- Ferner bestehen Vorschriften betreffen die Öffnung solcher Angebote.

Nähere Details sind einer Verordnung der Bundesregierung vorbehalten, die derzeit ausgearbeitet wird.

## 1.11 Wahl des Vergabeverfahrens

Die Auftraggeber haben nunmehr **freie Wahl** zwischen dem offenen und dem nicht offenen Verfahren mit vorheriger Bekanntmachung (§ 24 BVergG). Wie bisher bestehen aber Regeln über die Verwendung der übrigen Verfahrensarten (§§ 25 - 29 BVergG).

Hinweis: In den **Sektoren** sind wie bisher im Oberschwellenbereich alle Vergabeverfahren gleichwertig, sofern eine Bekanntmachung voranging.

## 1.12 Neue Vergabeformen im Unterschwellenbereich

Für Aufträge unter den Schwellenwerten stehen neben den traditionellen Vergabeverfahren bei bestimmten niedrigen Auftragswerten fakultativ vereinfachte Verfahren zur Verfügung.

- **Nicht offenes Verfahren ohne vorherige Bekanntmachung**  
(§ 26 Abs 1 BVergG).

Einladung einer beschränkten Anzahl geeigneter Unternehmen zur Angebotsabgabe.

Wertgrenzen: Bauaufträge 120.000 €

Liefer- und Dienstleistungsaufträge 60.000 €.

- **Verhandlungsverfahren ohne vorherige Bekanntmachung**  
(§ 26 Abs 3 BVergG)

Einladung einer beschränkten Anzahl geeigneter Unternehmen zur Angebotsabgabe, wobei über den gesamten Auftragsinhalt verhandelt werden kann.

Wertgrenzen: Bauaufträge 80.000 €

Liefer- und Dienstleistungsaufträge allgemein 40.000 €

Geistig-schöpferische Dienstleistungen 60.000 €,

in Sonderfällen (§ 26 Abs 4 BVergG) 130.000 €

- **Direktvergabe** (§ 27 BVergG)

Hier wird eine Leistung formfrei von einem ausgewählten Unternehmer besorgt.

Wertgrenzen: Geistig-schöpferische Dienstleistungen 30.000 €  
alle anderen Leistungen 20.000 €  
nicht prioritäre Dienstleistungen in Sonderfällen 200.000 €

- **Elektronische Auktion** (§ 28 BVergG)

Wertgrenzen: Aufträge über standardisierte Dienstleistungen und Lieferungen 40.000 €  
nicht anwendbar bei Bauaufträgen !

- **Rahmenvereinbarung** (§ 29 BVergG)

Vereinbarung ohne Annahmeverpflichtung mit einem oder mehreren Unternehmen aufgrund eines offenen Verfahrens, welche die Bedingungen für Aufträge festlegt, die während eines bestimmten Zeitraumes vergeben werden sollen.

Rahmenvereinbarungen sind im gesamten Unterschwellenbereich zulässig.

### 1.13 Zuschlagskriterien

Das BVergG (§§ 67 Abs 3, 99) ist auch im klassischen Bereich von der alleinigen Geltung des Bestbieterprinzips abgegangen. Das **Bestbieterprinzip**, nach welchem der Zuschlag dem technisch und wirtschaftlich günstigsten Angebot zu erteilen ist, hat nach wie vor Vorrang. Das Gesetz verlangt ausdrücklich, dass die Zuschlagskriterien in diesem Fall bereits in der Ausschreibung gewichtet angeführt werden müssen, wobei die Gewichtung auch in Form einer angemessenen Bandbreite möglich ist. Nur ausnahmsweise ist eine bloße Aufzählung nach ihrer Bedeutung erlaubt. In diese Richtung ging bereits die Rechtsprechung.

Der Zuschlag kann aber nunmehr auch auf das **Angebot mit dem niedrigsten Preis** erteilt werden, wenn der Auftraggeber die Qualität der Leistung so klar und eindeutig definiert, dass die Festlegung in der Ausschreibung gleichwertige Angebote sicherstellt und es daher tatsächlich nur mehr auf den Preis ankommt. Gedacht ist z. B. an standardisierte Arbeiten im Straßenbau.

Sofern jedoch bei Leistungen Folgekosten ein Zuschlagskriterium darstellen sollen, es sich um komplexe Aufgabenstellungen oder um geistig- schöpferische Dienstleistungen handelt, kann das Billigstbieterprinzip nicht angewendet werden.

Hinweis: In den **Sektoren** sind Bestbieter- und Billigstbieterprinzip gleichwertig.

### 1.14 Alternativangebote

Das Vergaberecht war bisher besonders alternativangebotsfreundlich. Das BVergG (§§ 69 und 81 Abs 4) steht Alternativangeboten nach wie vor positiv gegenüber, doch schränkt es deren Zulässigkeit ein und trifft folgende Regelungen:

- Der Auftraggeber ist verpflichtet, in den Ausschreibungsunterlagen jene Mindestanforderungen zu erläutern, die Alternativangebote im Hinblick auf ihre Vergleichbarkeit mit der ausgeschriebenen Leistung erfüllen müssen.
- Alternativangebote sind als solche zu kennzeichnen.
- Sie sind als gesonderte Ausarbeitung vorzulegen.
- Ein Gesamt-Alternativpreis ist anzugeben, auch wenn nur Teile des Angebots alternativ sind.

Alternativangebote sind nur bei Anwendung des **Bestbieterprinzips** möglich. Neu ist, dass sie - wie schon früher einmal - nur neben einem ausschreibungsgemäßen Angebot zulässig sind, es sei denn, es wird in der Ausschreibung ausdrücklich anderes bestimmt.

**Begründungspflichtig** ist nur mehr der Ausschluss technischer Alternativen. Ein solcher Ausschluss ist ferner auf ein sachlich notwendiges Ausmaß zu beschränken. Der Ausschluss wirtschaftlicher oder rechtlicher Alternativen ist hingegen nicht mehr begründungspflichtig.

## 1.15 Technische Spezifikationen

§ 75 BVergG geht vom bisherigen Modell der konstruktiven Leistungsbeschreibung ausschließlich durch Bezugnahme auf europäische Spezifikationen ab. Er ermöglicht auch eine funktionelle Leistungsbeschreibung sowie eine Kombination von beiden.

Das Gesetz trifft ferner Regeln für die Gestaltung von Leistungs- oder Funktionsanforderungen bei einer funktionellen Leistungsbeschreibung: Diese müssen so ausreichend präzisiert werden, dass sie den Bietern eine klare Vorstellung betreffend den Auftragsgegenstand vermitteln und dem Auftraggeber die Vergabe des Auftrags ermöglichen. Sie können auch die Umweltgerechtigkeit der Leistung betreffen oder bestimmte Produktionsmethoden vorschreiben.

Auf ein Erfordernis ist besonders zu achten: Jede Bezugnahme auf Normen und andere technische Regelwerke ist jetzt mit dem Zusatz „oder gleichwertig“ zu versehen.

## 2 Überblick über die Regelungen für das Vergabeverfahren

### 2.1 Vorbemerkung: Merkmale der funktionalen Ausschreibung

Wie erwähnt (Pkt. 1.15) sieht das BVergG nunmehr erstmals ausdrücklich die Möglichkeit vor, Leistungen funktional auszuschreiben und stellt hierfür spezielle Regeln auf.

Das Vergaberecht kennt zwei Arten der Leistungsbeschreibung, die konstruktive und die funktionale Leistungsbeschreibung, zwischen denen der Auftraggeber frei wählen kann. Beiden Arten der Leistungsbeschreibung ist gemein, dass sie eindeutig, vollständig und neutral zu sein haben und technische Spezifikationen enthalten müssen, die erforderlichenfalls durch Pläne, Modelle, Proben etc. zu ergänzen sind (§ 74 Abs 1 BVergG).

## Die konstruktive Ausschreibung

Die konstruktive Leistungsbeschreibung, welche das Vergaberecht hauptsächlich im Blick hat, ist dadurch gekennzeichnet, dass die vom Auftragnehmer zu erbringende Leistung in allen konstruktiven Details unter Angabe des zu verwendenden Materials und der Mengen in einem „Amtsentwurf“ beschrieben ist. Der Bieter erstellt somit sein Angebot aufgrund einer fertigen Planung des Auftraggebers, die er nur mehr detailliert auszuarbeiten hat. Seine Freiräume sind beschränkt und bestehen nur im Rahmen der Herstellung der Leistung und beim Einsatz seiner Ressourcen. Planungsleistungen hat er nicht zu erbringen.

Umfangreiche Leistungen sind gemäß § 76 Abs 1 BVergG in einem Leistungsverzeichnis aufzugliedern, dem eine umfassende Beschreibung der Gesamtleistung voranzugehen hat. Die zu erbringenden Leistungen sind damit im Detail dargestellt.

Die Angebote der Bieter stimmen somit - mit Ausnahme des Preises - weitgehend überein. Ihre Vergleichbarkeit ist in hohem Maß gegeben, die Risiken für den Auftragnehmer relativ gering.

Allerdings besteht - wenn sie nicht ausdrücklich und begründet ausgeschlossen wird (vgl. Pkt. 1.14) - auch die Möglichkeit, neben dem ausschreibungsgenannten Angebot ein vom Leistungsverzeichnis abweichendes **Alternativangebot** abzugeben. Diese müssen den Mindestbedingungen der Ausschreibung im Ergebnis entsprechen und gleichwertig sein. Allerdings gehört es zum Wesen einer technischen Alternative, dass sie von den Ausschreibungsbedingungen abweicht und mit anderen Mitteln Gleichwertigkeit im Ergebnis erzielen soll. Prüfungsgegenstand ist daher nicht die Übereinstimmung mit dem Leistungsverzeichnis, sondern im Verhältnis zur technischen Lösung des Amtsentwurfs. Keine Gleichwertigkeit liegt nach der Rechtsprechung z. B. vor, wenn die Alternative ein ganz anderes System als das vom Auftraggeber gewollte verwirklichen oder eine Änderung wesentlicher Teile des Vorhabens bedingen würde.

## **Die funktionale Ausschreibung**

Die funktionale Leistungsbeschreibung folgt einem grundsätzlich unterschiedlichen System und ist dadurch charakterisiert, dass von den Bietern auch Planungsleistungen zu erbringen sind. Die nachgefragte Leistung wird nach dem Leistungsziel beschrieben, Planung und Bauausführung liegen in der Hand des Unternehmens, es bestimmt die Art und Weise der Leistungserbringung. Sein Angebot hat alles zu umfassen, was für die Funktion der ausgeschriebenen Leistung erforderlich ist.

Eine funktionale Ausschreibung ist vor allem dann von Vorteil, wenn die Anforderungen an das Bauwerk von seiner Funktion her zwar genau beschrieben werden können, aber entweder die Bieter wegen der Verschiedenartigkeit der anwendbaren Systeme die Möglichkeit haben sollen, die Gesamtleistung so aufzugliedern und anzubieten, wie es dem von Ihnen gewählten System entspricht, oder wenn es mehrere technische Lösungen gibt, die nicht im Einzelnen neutral beschreibbar sind.

Es sind somit zwangsläufig unterschiedliche Angebote zu erwarten, der Wettbewerb zwischen den Bietern betrifft sowohl den Preis als auch die ihrem Angebot zugrundeliegende Konzeption. Als Ergebnis erwartet der Auftraggeber eine funktionsgerechte und wirtschaftlich wie technisch optimale Lösung. Ein Vergleich der Angebote ist dabei wegen der unterschiedlichen Lösungen schwierig, ihre Beurteilung erfordert große Erfahrung.

Die Sonderregelungen des BVergG betreffend die funktionale Ausschreibung beziehen sich naturgemäß vor allem auf die Leistungsbeschreibung, regeln aber auch die Vergütung für die Ausarbeitung der Angebote (hiesu in Abschnitt 3).

Der Ablauf des Vergabeverfahrens entspricht im Übrigen jenem bei konstruktiven Ausschreibungen.

### **2.2 Grundsätzliches zum Ablauf des Vergabeverfahrens**

Der Ablauf eines Vergabeverfahrens ist mehrstufig. Seine Grundlage ist die - vergaberechtlich naturgemäß nicht geregelte - Ermittlung und Festlegung des Bedarfs des Auftraggebers und die Entscheidung, ob konstruktiv oder funktional ausgeschrieben werden soll.

Häufig kommt es zu einem vorgelagerten Vergabeverfahren, in dem ein Fachmann für die Planung, die Erarbeitung der Leistungsbeschreibung und die Durchführung der Vergabe bestellt wird.

Wesentlich für die Vergabe ist die Erstellung eines entsprechenden Leistungsverzeichnisses (die Regeln über die funktionale Leistungsbeschreibung werden in Abschnitt 3 gesondert dargestellt).

Zunächst ist festzustellen, um welche Art von Auftrag es sich handelt und wie hoch der Auftragswert ist. Diese Feststellung ist maßgebend dafür, welches Verfahrensregime des BVergG zur Anwendung kommt.

Das Vergabeverfahren selbst - bei dem in jeder Phase die vergaberechtlichen Grundsätze zu beachten sind - beginnt mit der Einladung zur Erstellung von Angeboten, die in den meisten Verfahren mit einer Bekanntmachung verbunden ist.

Aufgrund der Ausschreibung legen interessierte Unternehmen Angebote, die in den meisten Verfahrensarten bis zu einem bestimmten Datum einzureichen sind.

Nach der Angebotseröffnung prüft die vergebende Stelle die Angebote, bewertet sie, fasst eine Zuschlagsentscheidung und erteilt schließlich den Zuschlag.

### 2.3 Grundsätze des Vergabeverfahrens

§ 21 BVergG legt folgende zentrale Grundsätze fest:

- **Wettbewerbsprinzip**

Dieses besagt unter anderem,

- dass wettbewerbsfremde Ziele und Motive die Vergabeentscheidung nicht bestimmen dürfen,
- dass neutral auszuschreiben ist (§ 74 BVergG),
- dass Vergabestellen eine gegebene Machtüberlegenheit nicht ausspielen dürfen,
- dass ein unfaires oder sonst wettbewerbsverzerrendes Verhalten der Bieter zu unterbinden ist und nicht zum Zuschlag führen darf,

- dass Unternehmen, die an Vorarbeiten für eine Ausschreibung mitgewirkt haben, vom Wettbewerb um die Leistung selbst auszuschließen sind, wenn sie durch die Vorarbeit einen nicht ausgleichbaren Wettbewerbsvorteil haben (§ 21 Abs 3 BVergG).

- **Gleichbehandlungsgebot, Diskriminierungsverbot**

Der Gleichbehandlungsgrundsatz ist vor allem ein wichtiger Maßstab für die Ermessensübung der Vergabestellen und die Auslegung unbestimmter Rechtsbegriffe. Er besagt, dass

- alle Bewerber und Bieter gleich zu behandeln sind und
- eine offene oder versteckte Diskriminierung aufgrund der Staatsangehörigkeit oder der Warenherkunft innerhalb des EWR und prinzipiell im Geltungsbereich des WTO-Abkommens über öffentliches Beschaffungswesen verboten ist.

#### Weitere Grundsätze des Vergabeverfahrens

- Vergabe nur an geeignete Unternehmen  
d. h. befugte, leistungsfähige (§§ 56 f BVergG) und zuverlässige (§§ 54 f BVergG) Unternehmen.
- Vergabe zu angemessenen Preisen.  
Dies soll durch entsprechenden Wettbewerb, durch den Zuschlag auf das wirtschaftlich und technisch besten Angebot und durch das Ausscheiden betriebswirtschaftlich nicht erklärbarer Angebote verwirklicht werden. Eine selbständige Preiskontrolle und das Ausscheiden eines Angebots wegen „unangemessener Preise“ ist aber unzulässig.
- Bedachtnahme auf die Umweltgerechtigkeit der Leistung und sozialpolitische Zielsetzungen (hiezuh Pkt. 1.9).

## 2.4 Die Art des Auftrags

Bei der Vergabe der Errichtung einer Kläranlage aufgrund einer funktionalen Ausschreibung handelt es sich um einen **Bauftrag** gem. § 3 Abs 1 Z 1 BVergG und zwar in Form der „gleichzeitigen Ausführung und Planung eines Bauvorhabens“.

Der Begriff des Bauauftrags ist dabei weit auszulegen: Er erfasst die Gesamtheit aller möglichen Bautätigkeiten sowie auch alle sonstigen Leistungen, die für die

Funktionsfähigkeit eines Bauwerks erforderlich sind wie z. B. Lieferung und Montage der notwendigen maschinellen und elektronischen Einrichtungen. Erfasst sind ferner alle rechtlichen Gestaltungsformen des unmittelbaren oder mittelbaren Erwerbs von Bauleistungen.

So zählt das BVergG auch Bauträger-, Mietkauf- oder Leasingverträge zu den Bauaufträgen, und umschreibt sie mit „**Erbringung einer Bauleistung durch Dritte** gem. den vom öffentlichen Auftraggeber genannten Erfordernissen, gleichgültig mit welchen Mitteln dies erfolgt“. Auch solche Verträge müssen einem Vergabeverfahren für Bauaufträge unterzogen werden. Strittig ist, ob auch der „Dritte“, z. B. ein Bauträger, verpflichtet ist, seinerseits beim Abschluss von Verträgen zur Errichtung des vereinbarten Bauwerks das Vergaberecht anzuwenden. Es wird in diesem Zusammenhang auch die Auffassung vertreten, dass dies nur dann der Fall ist, wenn § 8 Abs 1 BVergG anzuwenden ist, weil der Bauauftrag zu mehr als 50 % finanziert oder direkt von einem öffentlichen Auftraggeber gefördert wird - hier muss der subventionierte Dritte vertraglich zur Einhaltung des Vergaberechts verpflichtet werden.

Vom Vergaberecht erfasst sind auch **Baukonzessionen** (hiez zu Pkt. 1.7 und Pkt. 4.2).

Soll zugleich mit der Errichtung der Anlage auch deren **Betrieb** Auftragsgegenstand sein, so wird es bei deren Zuordnung auf den inhaltlichen Schwerpunkt ankommen: Soweit dieser (wertmäßig, aber auch z. B. bezüglich des Arbeitsaufwands etc.) auf der Bauleistung liegt, handelt es sich um einen Bauauftrag, andernfalls um einen Auftrag über eine prioritäre Dienstleistung (Anhang III Z 16). Wird der Betrieb einer Kläranlage über eine **Dienstleistungskonzession** vergeben, so ist auch darauf das Bundesvergabegesetz anwendbar (hiez zu Pkt. 2.7).

## 2.5 Schwellenwerte

Grundlage ist der geschätzte Auftragswert ohne MWSt (zur Berechnung § 13 und § 14 BVergG).

Die maßgebenden Schwellenwerte liegen im klassischen Bereich bei 5 Mio. Euro bei Bauaufträgen und 200.000 Euro bei Dienstleistungsaufträgen (§ 9 BVergG).

Wie erwähnt (Pkt. 2.3) stellt das BVergG Aufträge über und unter den Schwellenwerten im klassischen Bereich weitgehend gleich, eröffnet aber im Unterschwellenbereich die Möglichkeit, bei Aufträgen unter bestimmten Wertgrenzen alternativ zu den im Oberschwellenbereich maßgebenden Verfahrensarten auch vereinfachte Vergabeverfahren zu wählen (siehe Pkt. 2.12).

### Exkurs

Um einen ausschreibungspflichtigen Dienstleistungsauftrag über eine prioritäre Dienstleistung gem. Anhang III Z. 12 handelt es sich selbstverständlich auch dann, wenn der öffentliche Auftraggeber die **Vorbereitung und Durchführung der Ausschreibung** einem Planer überträgt. Ist die Leistung, die der Planer erbringen soll, nicht hinreichend genau beschreibbar und muss es daher bei einer bloßen Beschreibung der Aufgabenstellung bleiben - was im Fall von Planungsleistungen insbesondere im Zusammenhang mit funktionalen Ausschreibungen wohl regelmäßig der Fall ist - so handelt es sich um so genannte „geistig-schöpferische“ Dienstleistungen, die im Oberschwellenbereich jedenfalls im Verhandlungsverfahren nach vorangegangener Bekanntmachung (§ 25 Abs 5 BVergG) zu vergeben sind. Im Unterschwellenbereich stehen wahlweise je nach Auftragssumme auch das Verhandlungsverfahren ohne vorherige Bekanntmachung (§ 26 Abs 3 BVergG) oder die Direktvergabe (§ 27 BVergG) zur Verfügung. Ferner kann unter den Voraussetzungen des § 26 Abs 4 bei geistig-schöpferischen Leistungen bis zum Wert von 130.000 € ein Verhandlungsverfahren ohne vorheriger Bekanntmachung mit nur einem Unternehmen geführt werden. Es ist aber fraglich, ob die Voraussetzung, dass die Durchführung eines Wettbewerbs aufgrund der Kosten des Beschaffungsvorgangs wirtschaftlich nicht vertretbar ist, auf die Bestellung eines Planer zutrifft.

## 2.6 Wahl des Vergabeverfahrens

Es stehen folgende Verfahrensarten zur Verfügung:

- **Das offene Verfahren**

- die vergebende Stelle fordert eine unbeschränkte Anzahl von Unternehmen durch öffentliche Bekanntmachung auf, sich die Ausschreibungsunterlagen zu besorgen und Angebote zu legen.

- **Das nicht offene Verfahren mit vorheriger Bekanntmachung**

Unternehmen werden mit öffentlicher Bekanntmachung eingeladen, Teilnahmeanträge zu stellen. Auf Grundlage dieser Anträge wählt die vergebende Stelle geeignete Unternehmen aus und fordert sie zur Angebotsabgabe auf. Im Unterschwellenbereich ist auch ein nicht offenes Verfahren ohne Vergabebekanntmachung zulässig (Pkt. 1.12).

- **Das Verhandlungsverfahren mit oder ohne vorherige Bekanntmachung**

Es findet kein formalisiertes Ausschreibungsverfahren statt, vielmehr werden mehrere Angebote von geeigneten Unternehmen eingeholt und danach über den Vertragsinhalt verhandelt.

Das BVergG unterscheidet zwischen einem Verhandlungsverfahren mit und ohne vorherige Bekanntmachung.

**Besondere Verfahren** im Unterschwellenbereich (hiez Pkt. 1.12).

### Art der Bekanntmachung

Im **Oberschwellenbereich** (§ 37 BVergG) hat der Auftraggeber die vorgesehene Bekanntmachung eines zu vergebenden Auftrags unter Verwendung von Standardformularen und der CPV-Nomenklatur dem Amt für amtliche Veröffentlichungen der EG zu übermitteln. Ferner muss in mit Verordnung bestimmten nationalen Medien sowie im Bundesbereich auch elektronisch publiziert werden.

§ 38 BVergG sieht ferner die Pflicht zur Veröffentlichung einer nicht verbindlichen **Vorinformation** über geplante Vergaben jeweils zu Beginn des Haushaltsjahres vor.

Im **Unterschwelbereich** erfolgt die Publikation nur in nationalen Medien (§ 44 BVergG).

### **Wahl der Verfahrensart**

Im klassischen Bereich können die Vergabestellen frei zwischen dem offenen und dem nicht offenen Verfahren mit vorheriger Bekanntmachung wählen (siehe Pkt. 1.11).

Das **nicht offene Verfahren** hat den Vorteil, dass hier besonderes Gewicht auf die Auswahl qualifizierter Bieter gelegt werden kann, wie dies z. B. beim Kläranlagenbau aufgrund einer funktionalen Ausschreibung angezeigt sein wird. Will der Auftraggeber die Anzahl der einzuladenden Bieter auf die bestgeeigneten beschränken (Mindestzahl 5), so müssen besondere Auswahlkriterien angegeben und ein zweistufiges Verfahren durchgeführt werden.

Ein **Verhandlungsverfahren** mit vorheriger Bekanntmachung kann z. B. durchgeführt werden, wenn ein durchgeführtes offenes oder nicht offenes Verfahren mit vorheriger Bekanntmachung kein geeignetes Angebot erbracht hat und sich die ursprünglichen Bedingungen für den Auftrag nicht grundlegend geändert haben. Eine Bekanntmachung ist nicht erforderlich, wenn alle Unternehmer eingeladen werden, deren Angebote nicht ausgeschieden wurden.

Das Verfahren ist auch anwendbar, wenn das Bauvorhaben eine globale Preisgestaltung nicht ermöglicht.

Ein Verhandlungsverfahren ohne vorherige Bekanntmachung kann bei fehlgeschlagener Ausschreibung wie oben durchgeführt werden, wenn zusätzlich der Kommission Bericht erstattet wird, ferner wenn nur ein Unternehmen die Leistung erbringen kann sowie in Fällen ganz besonderer Dringlichkeit.

## 2.7 Grundsätzliches zur Ausschreibung

Das BVergG stellt allgemeine Grundsätze für die Gestaltung der Ausschreibung auf (ergänzend hierzu zur funktionalen Ausschreibung siehe Abschnitt 3).

### Allgemeine Gestaltungsvorschriften

Zu beachten sind gem. § 66 und 67 BVergG folgende allgemeine Gestaltungsvorschriften:

- Rechtzeitige Ausschreibung, damit (bei Verfahren mit vorheriger Bekanntmachung) die gesetzlichen Fristen für den Verfahrensablauf eingehalten werden können.

Die Fristen finden sich in §§ 47 - 49 für den Oberschwellenbereich und im § 50 für den Unterschwellenbereich. Siehe die tabellarischen Übersichten in *Hahnl*, Kommentar zum Bundesvergabegesetz 2002, S. 297 und 303).

- Festlegung der Angebots- und Zuschlagsfristen (§ 79 BVergG).
- Sicherstellung der Vergleichbarkeit der Angebote und der
- Ermittelbarkeit der Preise ohne umfangreiche Vorarbeiten und Übernahme unkalkulierbarer Risiken.
- Verwendbarkeit sowohl für das Angebot als auch für den Leistungsvertrag (vgl. § 80 BVergG).
- Berücksichtigung einer geplanten Teilvergabe (§ 59 BVergG).

### Inhalt der Ausschreibung

In die Ausschreibung sind folgende Angaben aufzunehmen (§ 67 BVergG):

- Ob die Vergabe im Ober- oder Unterschwellenbereich erfolgt.
- Welche Eignungsnachweise verlangt werden.
- Ob das Best- oder das Billigstbieterprinzip angewendet wird.
- Beim Bestbieterprinzip Angabe der Zuschlagskriterien im Verhältnis ihrer Bedeutung.
- Behandlung von Rechenfehlern.

Ferner sind Bestimmungen zu treffen über

- Alternativangebote (§ 69, vgl. Pkt. 1.14)
- Zulässigkeit von elektronischen Angeboten (§ 68)
- Subunternehmerleistungen (§ 70)
- Arbeits- und Bietergemeinschaften
- Einhaltung von arbeits- und sozialrechtlichen Bestimmungen (§ 71 BVergG).

## **2.8 Die Leistungsbeschreibung**

Beachte auch hier die Besonderheiten der funktionalen Leistungsbeschreibung (Abschnitt 3).

Für die Leistungsbeschreibung gelten folgende Grundsätze (§ 74 - 76 BVergG):

- Die Leistung ist eindeutig, vollständig und neutral zu beschreiben.
- Sie darf keine Wettbewerbsvorteile für bestimmte Bieter schaffen.
- Sie hat auf technische Spezifikationen Bezug zu nehmen.
- Auf bestimmte Produkte darf grundsätzlich nicht verwiesen werden.
- Alle Umstände und besonderen Anforderungen, insbes. Erschwernisse oder Erleichterungen, sind anzuführen, die für die Ausführung der Leistung von Bedeutung sind.
- Umfangreiche Leistungen sind in einem Leistungsverzeichnis aufzugliedern.

## **2.9 Das Angebot**

Die Bieter müssen sich (ausgenommen im Verhandlungsverfahren und bei Alternativangeboten) genau an die Ausschreibung halten, deren Text darf nicht geändert oder ergänzt werden (§ 81 Abs 1 BVergG). Für Form (§ 82 BVergG) und Inhalt (§ 83 BVergG) bestehen ausdrückliche Regeln.

## 2.10 Entgegennahme und Prüfung der Angebote

Für die Entgegennahme, Verwahrung und Öffnung der Angebote bestehen detaillierte Regelungen (§§ 87 - 89 BVergG).

Vgl. hierzu auch *Prendl*, Technische Aspekte, Abschnitt 3.

Im Einzelnen ist das Vorliegen folgende Anforderungen zu prüfen (§ 91):

- Befugnis, Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit der Bieter
- Rechnerische Richtigkeit des Angebots (§ 92 BVergG)
- Preisangemessenheit (§ 93) und
- Vollständigkeit des Angebots.

## 2.11 Bewertung der Angebote, Zuschlagsverfahren

Das Zuschlagsverfahren umfasst drei Schritte:

### 1. Ausscheiden fehlerhafter Angebote

Angebote, welche einen der in § 98 aufgezählten Mängel aufweisen sind auszuschneiden.

### 2. Treffen der Zuschlagsentscheidung

Aufgrund einer genauen Bewertung der übrig gebliebenen Angebote anhand der Zuschlagskriterien ist das beste bzw. billigste Angebot auszuwählen.

Die Zuschlagsentscheidung ist schriftlich zu begründen.

Sie muss (mit wenigen Ausnahmen) den nicht zum Zug gekommenen Bietern unverzüglich und nachweislich (elektronisch oder mit Fax) mitgeteilt werden (§ 100 BVergG).

Diese Mitteilung löst eine **Stillhaltefrist** von in der Regel 14 Tagen aus, während welcher ein Zuschlag bei sonstiger Nichtigkeit nicht erteilt werden darf.

Nicht erfolgreichen Bietern sind auf Antrag die Gründe für die Entscheidung mitzuteilen. Sie können dann ein Nachprüfungsverfahren einleiten.

### 3. Erteilung des Zuschlags

Die Zuschlagserteilung erfolgt während der Zuschlagsfrist durch die schriftliche Erklärung des Auftraggebers, das Angebot des in Aussicht genommenen Bieters anzunehmen. Später muss der Bieter eine schriftliche Annahmeerklärung abgeben.

Der Zuschlag darf nicht erteilt werden, solange in einem Nachprüfungsverfahren gegen die Zuschlagsentscheidung die Zuschlagserteilung durch einstweilige Verfügung untersagt ist oder wenn die Zuschlagsentscheidung durch die Nachprüfungsbehörde aufgehoben wurde.

#### 2.12 Beendigung des Vergabeverfahrens

Das Vergabeverfahren endet in der Regel mit der Erteilung des Zuschlags und dem Zustandekommen des Leistungsvertrags (§ 102 BVergG).

Der Auftraggeber hat einen Vergabevermerk anzufertigen (§ 191 BVergG) und im Oberschwellenbereich die vergebenden Aufträge dem Amt für amtliche Veröffentlichungen bekannt zu geben (§ 40 Abs 1 BVergG).

Bei Vorliegen eines Widerrufsgrundes (§§ 104 Abs 1 und 105 Abs 1 und 3 BVergG) können Vergabeverfahren auch durch **Widerruf** enden.

### 3 Vergaberechtliche Vorgaben für die funktionale Leistungsbeschreibung

#### 3.1 Allgemeine Regelungen für die funktionale Vergabe

Gemäß § 76 Abs 1 BVergG ist der Auftraggeber nicht verpflichtet, ein detailliertes Leistungsverzeichnis zu erstellen: Er hat nur die **Gesamtleistung** festzulegen, die hierfür erforderlichen Teilleistungen sind vom Bieter zu bestimmen. Die **Vergleichbarkeit** der Angebote ist aber auch bei funktionalen Leistungsbeschreibungen zu gewährleisten. So ausdrücklich § 74 Abs 2 BVergG (die gegenteilige Aussage des § 66 Abs 3 BVergG ist daher korrigierend auszulegen).

Ferner dürfen auch bei funktionalen Vergaben den Bietern keine **unkalkulierbaren Risiken** auferlegt werden. Dies ergibt sich schon aus dem Grundsatz der Vergabe zu angemessenen Preisen gemäß § 21 Abs 1 BVergG (auch hier muss § 66 Abs 3 BVergG einschränkend verstanden werden).

Problematisch ist die Regelung des § 86 Abs 1 BVergG, die vorsieht, dass den Bietern allgemein, so auch bei funktionalen Ausschreibungen, grundsätzlich keine **Vergütung** zusteht. Selbst vom Auftraggeber verlangte besondere Ausarbeitungen, die allgemein vergütet werden müssen, wenn das Angebot der Ausschreibung entspricht, sind dann nach der ausdrücklichen Regelung des § 86 Abs 3 nicht zu vergüten, wenn es sich um eine funktionale Ausschreibung handelt. Diese Regelung ist angesichts des Umstandes gleichheitsrechtlich bedenklich, dass funktionale Ausschreibungen typischerweise einen wesentlich höheren Aufwand des Bieters für die Angebotserstellung erfordern als konstruktive. Der Auftraggeber überwälzt nach diese Regelung seine Planungskosten auf die Bieter, ohne dafür einen angemessenen finanziellen Ausgleich schaffen zu müssen, etwa in Orientierung an der einschlägigen Honorarordnung.

### 3.2 Allgemeine Anforderungen an die technischen Spezifikationen

Gemäß § 74 Abs 2 BVergG müssen die technischen Spezifikationen so genau (und neutral) formuliert sein, dass

- alle für die Erstellung des Angebots maßgebenden Bedingungen und Umstände,
- der Zweck der Leistung und
- die an die Leistung gestellten Anforderungen in technischer, wirtschaftlicher, gestalterischer, funktionsbedingter und sonstiger Hinsicht erkennbar sind, sowie
- die Vergleichbarkeit der Angebote gewährleistet ist.

Technische Spezifikationen (Definition: § 20 Z 30 BVergG) können nach § 75 Abs 2 BVergG alternativ auf folgende Weise festgelegt werden:

- **Unter Bezugnahme auf europäische Spezifikationen**, wobei eine genau festgelegte Rangfolge („Normentreppe“) der verwendeten Regelwerke einzuhalten ist und in Ermangelung solcher Spezifikationen letztlich auch nationale Normen, technische Zulassungen und Spezifikationen verwendet werden können.
- **Durch Leistungs- oder Funktionsanforderungen** und zwar entweder
  - unter Bezugnahme auf europäische Spezifikationen oder
  - ohne eine solche Bezugnahme oder durch
  - Bezugnahme sowohl auf europäische Spezifikationen als auch auf Leistungs- und Funktionsanforderungen jeweils für bestimmte Merkmale.

Dazu sei bemerkt, dass diese vom BVergG eröffnete **Wahlfreiheit** eine geplante Novellierung der Regeln über technische Spezifikationen in den Vergaberichtlinien vorweg nimmt. Derzeit erlauben diese Richtlinien ein Abgehen von der Pflicht zur Bezugnahme auf europäische Normen nur in Ausnahmefällen.

Entscheidet sich der Auftraggeber für eine Festlegung der technischen Spezifikationen in Form von Leistungs- oder Funktionsanforderungen, so

müssen diese gem. § 75 Abs 3 BVergG so **ausreichend präzisiert** werden, dass sie - mit den Worten des Gesetzes - den Bietern eine klare Vorstellung betreffend den Auftragsgegenstand und dem Auftraggeber die Vergabe des Auftrags ermöglichen.

Wie erwähnt können Leistungs- und Funktionsanforderungen auch Anforderungen an die **Umweltgerechtigkeit** der Leistung enthalten. Dabei kann gem. § 75 Abs 7 BVergG auf technische Spezifikationen in Umweltzeichen Bezug genommen werden, wobei es erforderlich ist, dass die Anforderungen betreffend das Umweltzeichen in einem im Gesetz näher umschriebenen Verfahren erarbeitet worden sind.

### **3.3 Die Bestandteile der Leistungsbeschreibung im Einzelnen**

#### **Maßgebende Bedingungen und Umstände**

Die Bewerber müssen jedenfalls alle für ihr Angebot maßgebenden Bedingungen und Umstände erkennen können. Zu diesem Zweck hat der Auftraggeber alle jene Einzelheiten bekannt zu geben, welche notwendig sind, um die Leistung im Hinblick auf die konkreten Bedürfnisse adäquat planen und anbieten zu können. Es sind dies etwa

- örtliche Gegebenheiten und Umweltbedingungen wie Beschaffenheit und Lage des Baugrundes, Grundwasserverhältnisse etc. oder
- Umstände, die für die Kalkulation Bedeutung haben, wie Infrastruktur, Verkehrsverhältnisse, Zugangsmöglichkeiten, behördliche Auflagen etc.

#### **Zweck der fertigen Leistung**

Darunter wird man die Beschreibung der Bauaufgabe zu verstehen haben, wie:

- Angaben über Art, Zweck, Bestimmung, Nutzung, Umfang, Funktion oder sonstige allgemeine Merkmale des Baus.
- Anforderungen in technischer, wirtschaftlicher, gestalterischer, funktionsbedingter und sonstiger Hinsicht.

Dabei wird es sich um Angaben handeln, die über die üblichen Mindestanforderungen an Bauwerke hinausgehen, wie besondere bauliche oder ausführungstechnische Vorgaben, Art und Weise der Verwirklichung der Bauleistung, Arbeitsbedingungen, Termin, Fristen, Raum und Funktionsprogramme, Entwurfparameter, Verwendung bestimmter Materialien, Fassadengestaltung etc.

### **Vergleichbarkeit der Angebote**

Bei einer funktionalen Ausschreibung ist die Planung der Leistung Sache des Bieters, sodass die angebotenen Leistungen auf Grund unterschiedlicher Planungen voneinander abweichen werden. Die Vergleichbarkeit kann aber dadurch gewährleistet werden, dass die von den Bietern einzuhaltenden Funktions- und Leistungsanforderungen in der Leistungsbeschreibung eindeutig definiert werden.

Mit den technischen Grundlagen für die Herstellung der Vergleichbarkeit setzt sich ausführlich *Prendl* in seinem Beitrag „Technische Aspekte der funktionalen Ausschreibung von Abwasseranlagen“ auseinander. Unter der Voraussetzung, dass diese Vorgaben eingehalten werden, sind alle technisch einwandfreien Lösungen als gleichwertig anzusehen.

### **3.4 Überlegungen zur Vertragsgestaltung**

Da die Bewertung der einwandfreien Planung und Funktionsfähigkeit einer funktional ausgeschriebenen Anlage schwierig ist und Planungsfehler unter Umständen hohe Mehrkosten verursachen, sollten in der Ausschreibung über die üblichen Sicherstellungen hinaus (§ 20 Z 29, § 63 BVergG) zusätzliche vertragliche Garantien des Auftragnehmers vorgesehen werden.

Angeraten werden im Allgemeinen folgende Garantiezusagen, die jedoch vorwiegend bei Pauschalvereinbarungen zur Anwendung kommen: Mengengarantie sowie Leistungsgarantie einschließlich Vollständigkeits- und Funktionsgarantie.

## 4 Public Private Partnerships - PPP

### 4.1 Zum Begriff der PPP

Unter PPP versteht man allgemein Formen der Zusammenarbeit, an denen auf der einen Seite die öffentliche Hand und auf der anderen Seite Private beteiligt sind und die auf einem partnerschaftlichen, kooperativen Verhältnis dieser beiden Seiten beruhen. Zweck ist unter anderem häufig die Erbringung von Infrastrukturleistungen für die Öffentlichkeit.

Von einer solchen Zusammenarbeit wird im Allgemeinen eine Entlastung der öffentlichen Haushalte, sowie eine Verbesserung der Effizienz durch die Nutzung von privatwirtschaftlichem know-how erwartet.

Nicht unter diesen Begriff fallen andere Formen der Privatisierung, nämlich die gänzliche Übertragung einer bis dahin öffentlichen Aufgabe an einen Privaten („materielle Privatisierung“) sowie die rein formelle Privatisierung durch Übertragung einer Aufgabe an einen privatrechtlich organisierten Rechtsträger (z. B. eine GmbH), der als Tochtergesellschaft zu 100 % von der öffentlichen Hand beherrscht wird.

Im Allgemeinen werden folgende Formen der Zusammenarbeit als PPP bezeichnet:

- Die Vergabe einer Bau- oder Dienstleistungskonzession an Private, wobei sich der private Konzessionär aus der Nutzung refinanziert (Konzessionsmodell).
- Die Übertragung der Finanzierung und/oder des Betriebs öffentlicher Infrastruktureinrichtungen an Private und deren Vergütung durch die öffentliche Hand. Nach außen bleibt die betreffende Gebietskörperschaft die Erbringerin der Leistung (Betreibermodell).
- Die Gründung einer gemischten Gesellschaft, typischerweise mit Mehrheitsbeteiligung der öffentlichen Hand bei gleichzeitiger Auftragsvergabe an diese Gesellschaft.  
Auch die spätere Veräußerung von Anteilen einer bereits beauftragten Tochtergesellschaft kommt in diesem Zusammenhang in Betracht.

Die vergaberechtliche Beurteilung solcher Vorgänge ist zum Teil umstritten, insbesondere bei gemischtwirtschaftlichen Unternehmen.

## 5 Konzessionsmodell

Bei der Konzessionierung handelt es sich wie oben (Pkt. 1.7) dargelegt um die Übertragung einer bisher von der öffentlichen Hand - z. B. einer Gemeinde - erbrachten Tätigkeit zugunsten der Öffentlichkeit an ein privates Unternehmen, wobei das Entgelt zumindest teilweise in einem Nutzungsrecht - z. B. in der Einhebung von Gebühren - besteht.

Konzessionierungen sind vom österreichischen Vergaberecht erfasst, und zwar sowohl Baukonzessionen als auch Dienstleistungskonzessionen. Allerdings gelten für diese Vergabeformen nur jeweils einige Vorschriften des BVergG. Sie sind für den klassischen Oberschwellenbereich in § 16 Abs 2 und 5 und für den Unterschwellenbereich in § 17 Abs 2 und 6 BVergG aufgezählt.

Wichtig ist, dass auch der **Konzessionär** verpflichtet ist, bzw. gem. § 8 BVergG verpflichtet werden muss, bei der Vergabe von Aufträgen im Rahmen seiner Konzession bestimmte vergaberechtliche Regeln einzuhalten (§ 107 - 110 BVergG).

### 5.1 Betreibermodell

Die Beauftragung eines Betreibers durch die öffentliche Hand ist ein öffentlicher Auftrag und unterliegt als solcher dem BVergG. Es kann sich dabei um Bauaufträge, aber auch um Dienstleistungsaufträge handeln (siehe Pkt. 2.2)

### 5.2 Gemischtwirtschaftliche Unternehmen

Wird ein gemischtwirtschaftliches Unternehmen **neu gegründet**, so stellt dies selbst keinen öffentlichen Auftrag dar. Ob die Beauftragung des Unternehmens mit bestimmten Leistungen durch einen öffentlichen Auftraggeber, der Mehrheitsgesellschafter ist, dem Vergaberecht unterliegt, ist nach den - zum Teil umstrittenen - Grundsätzen für die In-house-Vergabe zu entscheiden (siehe auch Pkt. 1.8).

Entsteht ein gemischtwirtschaftliches Unternehmen dadurch, dass die öffentliche Hand **Anteile an einer Tochtergesellschaft** verkauft, die bereits Leistungen für sie erbringt, so kann dies insgesamt eine ausschreibungspflichtige Auftragsvergabe darstellen, wenn der neue Gesellschafter in die bestehenden Vertragsverhältnisse eintritt und bei wirtschaftlicher Betrachtungsweise ein Umgehungsgeschäft vorliegt.

Diese umstrittenen Fragen liegen derzeit über eine Vorlagebeschluss eines deutschen Gerichts dem EuGH zur Vorabentscheidung vor.

## 6 Literatur

- Boesen A., (2000): Vergaberecht. Kommentar zum 4. Teil des GWB  
Dreher, M.: Public Private Partnerships und Kartellvergaberecht. NZ Bau 2002, 419-430  
Gölles H. Vergaben von Konzessions- und PPP-Modellen nach dem BVerG 2002, ZVB 2002, 232 -238  
Griller St., Holoubek M., (Druck in Vorbereitung, erscheint 2003): Grundfragen des Bundesvergabegesetzes 2002  
Gutknecht B.: Das Bundesvergabegesetz 2002. ÖZW 2002, 65-74  
Hahnl K., (2002): Bundesvergabegesetz 2002. Kommentar  
Heid St., Hauck D., Preslmayr K., (2002): Handbuch des Vergaberechts  
Ingenstau H., Korbion H., (2002): Kommentar zur VOB Teile A und B<sup>14</sup>  
Korinek K., (in Druck): Vergaberecht, in: Raschauer (Hg), Wirtschaftsverwaltungsrecht<sup>2</sup>  
Kroiss H., Oberndorfer W., Prendl L., Link D., (2002): Ausschreibungsverfahren für Kläranlagen, *Studie für das Amt der NÖ-Landesregierung*  
Steinkellner M., (2002): In-house-Vergabe. Dissertation Universität Wien  
Sturm O.: Die funktionale Ausschreibung nach dem BVergG 2002. ZVB 2002, 336-343

Dr. Brigitte Gutknecht

Institut für Staats- und Verwaltungsrecht der Universität Wien  
Schottenbastei 10 - 16

1010 Wien

Tel: 4277-35444

Fax: 4277-35449

Email: [brigitte.gutknecht@univie.ac.at](mailto:brigitte.gutknecht@univie.ac.at)

<b>WIENER MITTEILUNGEN</b> 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	<b>Das Wasser (1968)</b> Kresser W.	vergriffen
2	<b>Die Gesetzmäßigkeiten der stationären Flüssigkeitsströmung durch gleichförmig rotierende zylindrische Rohre (1968)</b> Breiner, H.	vergriffen
3	<b>Abwasserreinigung - Grundkurs (1969)</b> von der Emde, W.	vergriffen
4	<b>Abwasserreinigungsanlagen - Entwurf-Bau-Betrieb (1969)</b> 4. ÖWWV-Seminar, Raach 1969	vergriffen
5	<b>Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung (1970)</b> 5. ÖWWV-Seminar, Raach 1970	vergriffen
6	<b>Industrieabwässer (1971)</b> 6. ÖWWV-Seminar, Raach 1971	vergriffen
7	<b>Wasser- und Abfallwirtschaft (1972)</b> 7. ÖWWV-Seminar, Raach 1972	vergriffen
8	<b>Das vollkommene Peilrohr (Zur Methodik der Grundwasserbeobachtung) (1972)</b> Schmidt, F.	vergriffen
9	<b>Über die Anwendung von radioaktiven Tracern in der Hydrologie (1972)</b> Pruzinsky, W. <b>Über die Auswertung von Abflußmengen auf elektronischen Rechenanlagen</b> Doleisch, M.:	18
10	<b>1. Hydrologie-Fortbildungskurs (1972)</b>	vergriffen

Band Nr		Preis €
11	<b>Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von HW-Abflüssen aus kleinen Einzugsgebieten (1972)</b> Gutknecht, D.	vergriffen
12	<b>Uferfiltrat und Grundwasseranreicherung (1973)</b> 8. ÖWWV-Seminar, Raach 1973	vergriffen
13	<b>Zellstoffabwässer-Anfall und Reinigung (1972)</b> von der Emde W., Fleckseder H., Huber L., Viehl K.	vergriffen
14	<b>Abfluß - Geschiebe (1973)</b> 2. Hydrologie-Fortbildungskurs 1973	vergriffen
15	<b>Neue Entwicklung in der Abwassertechnik (1983)</b> 9. ÖWWV-Seminar, Raach 1974	vergriffen
16	<b>Praktikum der Kläranlagentechnik (1974)</b> von der Emde W.	vergriffen
17	<b>Stabilitätsuntersuchung von Abflußprofilen mittels hydraulischer Methoden und Trendanalyse (1974)</b> Behr, O.:	18
18	<b>Hydrologische Grundlagen zur Speicherbemessung(1975)</b> 3. Hydrologie-Fortbildungskurs 1975	vergriffen
19	<b>Vorhersagen in der Wasserwirtschaft (1976)</b> 1. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1976	10
20	<b>Abfall- und Schlammbehandlung aus wasserwirtschaftlicher Sicht (1976)</b> 11. ÖWWV-Seminar, Raach 1976	vergriffen
21	<b>Zur Theorie und Praxis der Speicherwirtschaft (1977)</b> 2. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1977	22
22	<b>Abwasserreinigung in kleineren Verhältnissen (1977)</b> 12. ÖWWV-Seminar, Raach 1977	vergriffen
23	<b>Methoden zur rechnerischen Behandlung von Grundwasserleitern (1977)</b> Baron W., Heindl W., Behr O., Reitingner J.	vergriffen
24	<b>Ein Beitrag zur Reinigung des Abwassers eines Chemiefaserwerkes, eines chemischen Betriebes und einer Molkerei (1978)</b> Begert A.	vergriffen

Band Nr		Preis €
25	<b>Ein Beitrag zur Reinigung von Zuckerfabrikabwasser (1978)</b> Kroiss H.	vergriffen
26	<b>Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage (1978)</b> Gutknecht D.	vergriffen
27	<b>Wasserversorgung-Gewässerschutz (1978)</b> 13. ÖWWV-Seminar, Raach 1978	vergriffen
28	<b>Industrieabwasserbehandlung - Neue Entwicklungen (1979)</b> 14. ÖWWV-Seminar, Raach 1979	vergriffen
29	<b>Probleme der Uferfiltration und Grundwasseranreicherung mit besonderer Berücksichtigung des Wiener Raumes (1979)</b> Frischherz H.	vergriffen
30	<b>Beiträge zur Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft (1979)</b> o. Univ.-Prof. DDr. Werner Kresser zum 60. Geburtstag	vergriffen
31	<b>Grundwasserzuströmungsverhältnisse zu Horizontalfilterrohrbrunnen (1980)</b> Schügerl W.	vergriffen
32	<b>Grundwasserwirtschaft (1980)</b> 3. Hydrologisches Seminar des ÖWWV 1980	25
33	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1) (1980)</b>	vergriffen
34	<b>Behandlung und Beseitigung kommunaler und industrieller Schlämme (1980)</b> 15. ÖWWV-Seminar, Raach 1980	vergriffen
35	<b>Faktoren, die die Inaktivierung von Viren beim Belebungsverfahren beeinflussen (1980)</b> Usrael G.	vergriffen
36	<b>Vergleichende Kostenuntersuchungen über das Belebungsverfahren (1980)</b> Flögl W.	vergriffen
37	<b>Ein Beitrag zur Reinigung und Geruchsfreimachung von Abwasser aus Tierkörperverwertungsanstalten (1980)</b> Ruider E.	vergriffen
38	<b>Wasserwirtschaftliche Probleme der Elektrizitätserzeugung (1981)</b> Schiller, G.:	vergriffen

Band Nr		Preis €
39	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1981)</b> Teil 2	vergriffen
40	<b>Wasseraufbereitung und Abwasserreinigung als zusammengehörige Techniken (1981)</b> 16. ÖWWV-Seminar, Raach 1981	vergriffen
41	<b>Filterbrunnen zur Erschließung von Grundwasser (1981)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1981	29
42	<b>Zur Ermittlung von Bemessungshochwässern im Wasserbau (1981)</b> Kirnbauer R.	22
43	<b>Wissenschaftliche Arbeiten, Zeitraum 1977 bis 1981 (1981)</b>	25
44	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1981)</b> Teil 3	25
45	<b>Verbundwirtschaft in der Wasserversorgung (1982)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1982	29
46	<b>Gewässerschutzplanung, deren Umsetzung und Zielkontrolle im Einzugsgebiet des Neusiedler Sees (1982)</b> Stalzer W.	vergriffen
47	<b>Wechselwirkung zwischen Planung und Betrieb von Abwasserreinigungsanlagen, Erfahrungen und Probleme (1982)</b> 17. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1982	vergriffen
48	<b>Kleinwasserkraftwerke - Notwendigkeit und Bedeutung (1982)</b> Flußstudien: Schwarza, kleine Ybbs, Saalach	vergriffen
49	<b>Beiträge zur Wasserversorgung, Abwasserreinigung, Gewässerschutz und Abfallwirtschaft (1982)</b> o. Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. v.d. Emde zum 60. Geburtstag	vergriffen
50	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft - heute (1982)</b> Teil 4	vergriffen
51	<b>Sicherung der Wasserversorgung in der Zukunft (1983)</b> 18. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1983	vergriffen
52	<b>Thermische Beeinflussung des Grundwassers (1983)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1983	vergriffen

Band Nr		Preis €
53	<b>Planung und Betrieb von Regenentlastungsanlagen (1984)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1984	vergriffen
54	<b>Sonderabfall und Gewässerschutz (1984)</b> 19. ÖWWV-Seminar, Gmunden 1984	vergriffen
55	<b>Naturnahes Regulierungskonzept "Pram" (1984)</b>	26
56	<b>Blähschlamm beim Belebungsverfahren (1985)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
57	<b>Chemie in der Wassergütewirtschaft (1985)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1985	vergriffen
58	<b>Klärschlamm - Verwertung und Ablagerung (1985)</b> 20. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1985	vergriffen
59	<b>Wasserkraftnutzung an der Thaya (1985)</b> Pelikan B.	23
60	<b>Seminar "Wasser - Umwelt - Raumordnung" (1985)</b>	16
61	<b>Gewässerschutz im Wandel der Zeit Ziele und Maßnahmen zu ihrer Verwirklichung (1985)</b> Fleckseder, H.	vergriffen
62	<b>Anaerobe Abwasserreinigung (1985)</b> Kroiss H.	vergriffen
63	<b>Kleine Belebungsanlagen mit einem Anschlußwert bis 500 Einwohnergleichwerte (1985)</b> Begert A.	vergriffen
64	<b>Belüftungssysteme beim Belebungsverfahren (1986)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	vergriffen
65	<b>Planung und Betrieb von Behandlungsanlagen für Industrieabwässer (1986)</b> 21. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1986	vergriffen
66	<b>Ausspracheseminar Grundwasserschutz in Österreich (1986)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1986	29
67	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (5) (1986)</b>	vergriffen

Band Nr	Preis €
<b>68</b>	<b>Zur mathematischen Modellierung der Abflusstehung an Hängen (1986)</b> Schmid B.H. 22
<b>69</b>	<b>Nitrifikation - Denitrifikation (1987)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1987 vergriffen
<b>70</b>	<b>Flußbau und Fischerei (1987)</b> vergriffen
<b>71</b>	<b>Wasserversorgung und Abwasserreinigung in kleinen Verhältnissen (1987)</b> 22. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1987 vergriffen
<b>72</b>	<b>Wasserwirtschaft und Lebensschutz (1987)</b> Wurzer E. vergriffen
<b>73</b>	<b>Anaerobe Abwasserreinigung Grundlagen und großtechnische Erfahrung (1988)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988 vergriffen
<b>74</b>	<b>Wasserbau und Wasserwirtschaft im Alpenraum aus historischer Sicht (1988)</b> 22
<b>75</b>	<b>Wechselbeziehungen zwischen Land-, Forst und Wasserwirtschaft (1988)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1988 vergriffen
<b>76</b>	<b>Gefährdung des Grundwassers durch Altlasten (1988)</b> 23. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1988 vergriffen
<b>77</b>	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (6) (1987)</b> vergriffen
<b>78</b>	<b>Wasserwirtschaftliche Planung bei mehrfacher Zielsetzung (1988)</b> Nachtnebel, H.P. 25
<b>79</b>	<b>Hydraulik offener Gerinne (1989)</b> Symposium, 1989 vergriffen
<b>80</b>	<b>Untersuchung der Fischaufstiegshilfe bei der Stauhaltung im Gießgang Greifenstein (1988)</b> Jungwirth M., Schmutz S. vergriffen
<b>81</b>	<b>Biologische Abwasserreinigung (1989)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs, 1989, TU-Wien vergriffen
<b>82</b>	<b>Klärschlamm Entsorgung (1989)</b> 24. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1989 vergriffen

Band Nr		Preis €
83	<b>Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (1990)</b> 2. Symposium	18
84	<b>Schadstofffragen in der Wasserwirtschaft (1989)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1989, TU-Wien	29
85	<b>Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall, Projekt Abschnitt I (1989)</b> Frischherz H.; Benes E.; Ernst J.; Haber F.; Stuckart W.	18
86	<b>Umfassende Betrachtung der Erosions- und Sedimentationsproblematik (1989)</b> Summer W.	25
87	<b>Großräumige Lösungen in der Wasserversorgung (1990)</b> 25. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1990	vergriffen
88	<b>Revitalisierung von Fließgewässern (1990)</b> Beiträge zum Workshop Scharfling, 1989	vergriffen
89	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1990)</b> Teil 9	vergriffen
90	<b>A Study on Kinematic Cascades (1990)</b> Schmid B.H.	18
91	<b>Snowmelt Simulation in Rugged Terrain - The Gap Between Point and Catchment Scale Approaches (1990)</b> Blöschl G.	18
92	<b>Dateninterpretation und ihre Bedeutung für Grundwasserströmungsmodelle (1990)</b> Blaschke A.P.	nicht erschienen
93	<b>Decision Support Systeme für die Grundwasserwirtschaft unter Verwendung geografischer Informationssysteme (1990)</b> Fürst J.	18
94	<b>Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Trinkwasseraufbereitung mit Ultraschall; Projekt-Abschnitt 1990 (1990)</b> Frischherz H., Benes E., Stuckhart W., Ilmer A., Gröschl M., Bolek W.	18
95	<b>Anaerobe Abwasserreinigung - Ein Modell zur Berechnung und Darstellung der maßgebenden chemischen Parameter (1991)</b> Svardal K.	22

Band Nr		Preis €
96	<b>EDV-Einsatz auf Abwasserreinigungsanlagen (1991)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	29
97	<b>Entfernung von Phosphorverbindungen bei der Abwasserreinigung (1991)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1991, TU-Wien	25
98	<b>Auswirkungen der Wasserrechtsgesetznovelle 1990 auf Behörden, Planer und Betreiber kommunaler Abwasserreinigungsanlagen - aus technischer, rechtlicher und wirtschaftlicher Sicht (1991)</b> 26. ÖWWV-Seminar, Ottenstein 1991	36
99	<b>Geruchsemissionen aus Abwasserreinigungsanlagen (1991)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1991,	22
100	<b>Anpassung von Kläranlagen an den Stand der Technik (1992)</b> ÖWWV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	vergriffen
101	<b>Umweltbezogene Planung wasserbaulicher Maßnahmen an Fließgewässern (1992)</b> Pelikan B.	18
102	<b>Erfassung hydrometeorologischer Elemente in Österreich im Hinblick auf den Wasserhaushalt (1992)</b> Behr O.	i.V.
103	<b>Wasser- und Abfallwirtschaft in dünn besiedelten Gebieten (1992)</b> 27. ÖWWV-Seminar Ottenstein 1992	36
104	<b>Virus Contamination of the Environment (1992)</b> Methods and Control	vergriffen
105	<b>Fließgewässer und ihre Ökologie (1993)</b> ÖWAV-Fortbildungskurs 1992, TU-Wien	22
106	<b>Festlegung einer Dotierwassermenge über Dotationsversuche (1992)</b> Mader H.	22
107	<b>Wasserrechtsgesetznovelle 1990 und neue Emissionsverordnungen (1992)</b> Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
108	<b>Chemische Analytik für einen zeitgemäßen Gewässerschutz (1992)</b> Vorträge anlässlich der UTEC 1992	29
109	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (1994)</b> Teil 10 - Beiträge zum Seminar an der Universität für Bodenkultur im November 1994	i.V.

Band Nr	Preis €
<b>110 Bemessung u. Betrieb von Kläranlagen zur Stickstoffentfernung (1993)</b> ÖWAV-Seminar 1993, TU-Wien	36
<b>111 Wasserreserven in Österreich -            Schutz und Nutzung in Gegenwart und Zukunft (1993)</b> 28. ÖWAV-Seminar Ottenstein 1993	vergriffen
<b>112 Contamination of the Environment by Viruses and Methods of Control (1993)</b>	18
<b>113 Wasserkraft ()</b> O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. S. Radler anlässlich seiner Emeritierung	vergriffen
<b>114 Klärwärter-Grundkurs (1994)</b> 2. Auflage 1994	vergriffen
<b>115 Beitrag zur Reduzierung der Abwasseremissionen der Bleicherei beim            Sulfatverfahren (1994)</b> Urban W. ISBN 3-85234-001-2	22
<b>116 Eigenüberwachung von Abwasserreinigungsanlagen            für den Gewässerschutz (1994)</b> ÖWAV-Seminar 1994, TU-Wien ISBN 3-85234-002-0	25
<b>117 Abwasserreinigungskonzepte -            Internationaler Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen (1995)</b> ÖWAV-Seminar 1994, TU Wien ISBN 3-85234-003-9	25
<b>118 3 Jahre WRG-Novelle (1994)</b> 29. ÖWAV-Seminar: Ottenstein 1994 ISBN 3-85234-004-7	19
<b>119 Landeskulturelle Wasserwirtschaft (1994)</b> anlässlich der Emeritierung von o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. H. Supersperg	vergriffen
<b>120 Gewässerbetreuungskonzepte - Stand und Perspektiven (1994)</b> Beiträge zur Tagung an der BOKU 1994 ISBN 3-85234-010-1	32
<b>121 Generelle Entwässerungsplanung im Siedlungsraum (1996)</b> ÖWAV-Seminar 1995, TU Wien ISBN 3-85234-011-X	29

---

<b>122</b>	<b>Bedeutung von geowissenschaftlicher Zusatzinformation für die Schätzung der Transmissivitätsverteilung in einem Aquifer (1994)</b> Kupfersberger H.	18
<b>123</b>	<b>Modellierung und Regionalisierung der Grundwassermengenbildung und des Bodenwasserhaushaltes (1994)</b> Holzmann, H.	22
<b>124</b>	<b>Pflanzenkläranlagen - Stand der Technik, Zukunftsaspekte (1995)</b> ÖWAV-Seminar, BOKU Wien ISBN 3-85234-014-4	22
<b>125</b>	<b>Abwasserreinigung - Probleme bei der praktischen Umsetzung des Wasserrechtsgesetzes, (1995)</b> ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-015-2	32
<b>126</b>	<b>Konfliktfeld Landwirtschaft - Wasserwirtschaft (1995)</b> 30. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1995 ISBN 3-85234-016-0	29
<b>127</b>	<b>Alte und neue Summenparameter (1995)</b> ÖWAV-Seminar 1995, TU-Wien ISBN 3-85234-017-9	29
<b>128</b>	<b>Viruskontamination der Umwelt und Verfahren der Kontrolle (deutsch oder englisch) (1995)</b> 4. Symposium Univ.Prof.Dr. R. Walter ISBN 3-85234-019-5	0
<b>129</b>	<b>Einfluß von Indirekteinleitungen auf Planung und Betrieb von Abwasseranlagen (1996)</b> ÖWAV-Seminar 1996, TU-Wien ISBN 3-85234-020-9	vergriffen
<b>130</b>	<b>Zentrale und dezentrale Abwasserreinigung (1996)</b> 31. ÖWAV-Seminar, Ottenstein 1996 ISBN 3-85234-021-7	36
<b>131</b>	<b>Methoden der Planung und Berechnung des Kanalisationssystems (1996)</b> ÖWAV-Seminar 1996, BOKU-Wien ISBN 3-85234-022-5	29

---

Band Nr		Preis €
132	<b>Scale and Scaling in Hydrology (1996)</b> Blöschl G. ISBN 3-85234-023-3	vergriffen
133	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1996)</b> Integrale Interpretation eines zeitgemäßen Gewässerschutzes ISBN 3-85234-024-0	12
134	<b>Ein Beitrag zur Charakterisierung von Belüftungssystemen für die biologische Abwasserreinigung nach dem Belebungsverfahren mit Sauerstoffzufuhrmessungen (1996)</b> Frey W. ISBN 3-85234-025-X	22
135	<b>Nitrifikation im Belebungsverfahren bei maßgebendem Industrieabwassereinfluß (1996)</b> Nowak O. ISBN 3-85234-026-8	36
136	<b>1. Wassertechnisches Seminar (1996)</b> Nebenprodukte von Desinfektion und Oxidation bei der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-027-6	i.V.
137	<b>Modellanwendung bei Planung und Betrieb von Belebungsanlagen (1997)</b> ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-028-4	32
138	<b>Nitrifikationshemmung bei kommunaler Abwasserreinigung (1997)</b> Schweighofer P. ISBN 3-85234-029-2	25
139	<b>Ein Beitrag zu Verständnis und Anwendung aerober Selektoren für die Blähschlammvermeidung (1997)</b> Prendl L. ISBN 3-85234-030-6	22
140	<b>Auswirkungen eines Kläranlagenablaufes auf abflußschwache Vorfluter am Beispiel der Kläranlage Mödling und des Krottenbaches (1997)</b> Franz A. ISBN 3-85234-031-4	25
141	<b>Neue Entwicklungen in der Abwassertechnik (1997)</b> ÖWAV - Seminar 1997, TU-Wien ISBN 3-85234-032-2	36

Band Nr		Preis €
142	<b>Kulturtechnik und Wasserwirtschaft heute (11) (1997)</b> Abfallwirtschaft und Altlastensanierung morgen ISBN 3-85234-033-0	18
143	<b>Abwasserbeseitigung und Wasserversorgung in Wien (1997)</b> Eine ökonomische Beurteilung der Einnahmen, Ausgaben und Kosten Kosz M. ISBN 3-85234-034-9	22
144	<b>Raum-Zeitliche Variabilitäten im Geschiebehaushalt und dessen Beeinflussung am Beispiel der Drau (1997)</b> Habersack H. ISBN 3-85234-035-7	29
145	<b>Fortbildungskurs: Biologische Abwasserreinigung (1998)</b> ÖWAV - Seminar 1998, TU-Wien ISBN 3-85234-036-5	vergriffen
146	<b>2. Wassertechnisches Seminar (1998)</b> Desinfektion in der Trinkwasseraufbereitung ISBN 3-85234-037-3	i.V.
147	<b>Eigenüberwachung und Fremdüberwachung bei Kläranlagen (1998)</b> 32. ÖWAV-Seminar , Linz 1998 ISBN 3-85234-038-1	36
148	<b>Grundwasserdynamik (1998)</b> ISBN 3-85234-039-C	36
149	<b>Die Tradition in der Kulturtechnik (1998)</b> Kastanek F. <b>Simulationsanwendung bei der Störung durch poröses Medium (1998)</b> Loiskandl W. ISBN 3-85234-040-4	22
150	<b>Auswirkungen von Niederschlagsereignissen und der Schneeschmelze auf Karstquellen (1998)</b> Steinkellner M. ISBN 3-85234-041-1	36
151	<b>Experiences with soil erosion models (1998)</b> ISBN 3-85234-042-X	29

Band Nr		Preis €
152	<b>Ein Beitrag zur Optimierung der Stickstoffentfernung in zweistufigen Belebungsanlagen (1998)</b> Dornhofer K. ISBN 3-85234-043-8	25
153	<b>Hormonell aktive Substanzen in der Umwelt (1998)</b> ÖWAV / UBA Seminar 1998, BOKU Wien ISBN 3-58234-044-6	vergriffen
154	<b>Erfassung, Bewertung und Sanierung von Kanalisationen (1998)</b> ÖWAV Seminar 1999, BOKU Wien ISBN 3-8523-045-4	29
155	<b>Nährstoffbewirtschaftung und Wassergüte im Donauraum (1999)</b> ÖWAV - Seminar 1999, TU-Wien ISBN 3-85234-046-2	32
156	<b>Der spektrale Absorptionskoeffizient zur Bestimmung der organischen Abwasserbelastung (1999)</b> UV-Seminar 1998, Duisburg ISBN 3-85234-047-0	22
157	<b>Bedeutung und Steuerung von Nährstoff- und Schwermetallflüssen des Abwassers (1999)</b> Zessner M. ISBN 3-85234-048-9	25
158	<b>Entwicklung einer Methode zur Bewertung von Stoffbilanzen in der Abfallwirtschaft (1999)</b> Rechberger H. ISBN 3-85234-049-7	vergriffen
159	<b>Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Abwasseranlagen und deren Evaluierung (2000)</b> ÖWAV – Seminar 2000, TU-Wien ISBN 3-85234-050-0	22
160	<b>Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Hydrologie alpiner Einzugsgebiete (2000)</b> Hebenstreit K. ISBN 3-85234-051-9	25

---

<b>161</b>	<b>Innovative Messtechnik in der Wasserwirtschaft (2000)</b> <b>Präsentation eines Forschungsprojektes</b> ÖWAV – Seminar 2000, BOKU – Wien ISBN 3-85234-052-7	vergriffen
<b>162</b>	<b>Sickerwasser und Oberflächenabdichtung auf Reaktordeponien (2000)</b> ÖWAV - Seminar 2000, Wirtschaftskammer Wien ISBN 3-85234-053-5	25
<b>163</b>	<b>Abfall- und Abwasserentsorgung in kleinen Verhältnissen (2000)</b> ÖWAV - Seminar 2000, Ottenstein ISBN 3-85234-054-3	25
<b>164</b>	<b>Niederschlag-Abfluss-Modellierung – Simulation und Prognose (2000)</b> ÖWAV-Seminar 2000, TU Wien ISBN 3-85234-055-1	i.V.
<b>165</b>	<b>Mehrdimensionale Abflussmodellierung am Beispiel der Lafnitz (2000)</b> Habersack, H. / Mayr, P. / Girlinger, R. / Schneglberger, St. ISBN 3-85234-056-x	25
<b>166</b>	<b>Anpassung von Kläranlagen – Planung und Betrieb (2001)</b> ÖWAV-Seminar 2001, TU Wien ISBN 3-85234-057-8	40
<b>167</b>	<b>Bepflanzte Bodenfilter zur weitergehenden Reinigung von Oberflächenwasser und Kläranlagenabläufen (2001)</b> Laber J. ISBN 3-85234-058-6	25
<b>168</b>	<b>Kanalbetrieb und Niederschlagsbehandlung (2001)</b> ÖWAV-Seminar 2001, BOKU Wien. ISBN 3-85234-059-4	29
<b>169</b>	<b>Development of a Simulation Tool for Subsurface Flow Constructed Wetlands (Entwicklung eines Simulationsmodells für bepflanzte Bodenfilter) (2001)</b> Langergraber G. ISBN 3-85234-060-8	25
<b>170</b>	<b>Simulation von Niederschlagszeitreihen mittels stochastischer Prozess-modelle unter Berücksichtigung der Skaleninvarianz (2001)</b> Bogner ISBN 3-85234-061-6	i.V.
<b>171</b>	<b>Sewage Sludge Disposal – Sustainable and/or Reliable Solutions (2001)</b> ÖWAV / EWA Workshop 2001, TU-Wien ISBN 3-85234-062-4	25

---

Band Nr		Preis €
172	<b>Stickstoffentfernung mit Biofiltern (2002)</b> Nikolavcic B. ISBN 3-85234-063-2	30
173	<b>Anaerobe Abwasserreinigung: Beeinflussende Faktoren der Versäuerung eines Zitronesäurefabrikabwassers (2002)</b> Moser D. ISBN 3-85234-064-0	20
174	<b>Gewässerschutz bei Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation (2002)</b> Fenz R. ISBN 3-85234-065-9	i.V.
175	<b>Wechselwirkung von physikalischen, chemischen und biotischen Prozessen in aquatischen Systemen (2002)</b> Kreuzinger N. ISBN 3-85234-066-7	i.V.
176	<b>Benchmarking in der Abwasserentsorgung (2002)</b> ÖWAV Workshop Februar 2002, TU-Wien ISBN 3-85234-067-5	30
177	<b>Klärschlamm (2002)</b> <b>Möglichkeiten und Verfahren zur Verwertung / Entsorgung ab 2004</b> ÖWAV Seminar April 2002, Wirtschaftskammer Österreich <b>Schlammbehandlung und Entsorgung</b> ÖWAV / TU – Workshop September 2000, TU-Wien ISBN 3-85234-068-3	30
178	<b>Arzneimittel in der aquatischen Umwelt (2002)</b> ÖWAV Seminar 2002, BOKU Wien ISBN 3-85234-069-1	30
179	<b>Untersuchungen zur Entfernung natürlicher radioaktiver Stoffe aus Trinkwasser und Überblick zu deren Verbreitung in Österreich (2002)</b> Staubmann, K. ISBN 3-85234-070-5	i.V.
180	<b>Zum Fließwiderstandsverhalten flexibler Vegetation (2002)</b> Stephan, U. ISBN 3-85234-071-3	i.V.
181	<b>Understanding and Estimating Floods at the Regional Scale (2002)</b> Merz, R. ISBN 3-85234-072-1	i.V.

- 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

## **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

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, 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, 179, 182

Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft  
der Universität für Bodenkultur  
Muthgasse 18, A-1190 Wien

Band: 119, 149, 151, 170, 180

