

# Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern



GEFÖRDERT VOM



Bundesministerium  
für Bildung  
und Forschung

# Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern

VERBUNDPROJEKTPARTNER



RUHR  
UNIVERSITÄT  
BOCHUM

RUB



TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
CAROLO-WILHELMINA  
ZU BRAUNSCHWEIG



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT



University of Applied Sciences

Fachhochschule  
EMDEN-LEER



Leibniz  
Universität  
Hannover

ifak



TUM

Technische Universität München

PASSAVANT ROEDIGER



Universität Stuttgart



System S&P®  
The Natural Wheel  
Compact Module Sewage Plants



GESAMTKOORDINATION

RUHR  
UNIVERSITÄT  
BOCHUM

RUB

BETREUT VOM



PTKA  
Projektträger Karlsruhe  
im Karlsruher Institut für Technologie

Das diesem Leitfaden zugrunde liegende Verbundprojekt wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter den Förderkennzeichen 02WA0539, 02WA0540, 02WA0734, 02WA0545, 02WA0582, 02WA0544, 02WA0541, 02WA0542, 02WA0581, 02WA0580, 02WA0543, 02WA0735, 02WA0583, 02WA0546, 02WA0547, 02WA0584, 02WA0733, 02WA0736, 02WA0577, 02WA0578, 02WA0579, 02WA0569, 02WA0575 und 02WA0576 gefördert. Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei den Autoren.



## **Impressum**

Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und  
-entsorgung

Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung, Band 2

Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern

ISBN:                   3-9810255-5-5  
                              978-3-9810255-5-2

Herausgeber:       Ruhr-Universität Bochum  
                          Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
                          Universitätsstraße 150  
                          D – 44780 Bochum  
                          Telefon:           0234 32-23049  
                          Telefax:           0234 32-14503  
                          E-Mail:            siwawi@rub.de  
                          Internet:          <http://www.rub.de/siwawi>

Redaktion:         Dipl.-Ing. Ruben-Laurids Lange

Druck:             WDW Druck GmbH  
                      Gustav-Thom-Straße 1  
                      D – 69181 Leimen-St. Ilgen

Titelbild:         Nachklärung und Faulturm in Fujairah, Vereinigte Arabische Emirate  
                      (zur Verfügung gestellt durch die Passavant-Roediger GmbH)

## **Vorwort**

Die großen Herausforderungen des 21. Jahrhunderts in den Bereichen Klima, Energie, Ressourcen und Umwelt erfordern nachhaltige Systemlösungen und zukunftsfähige Technologien. Weltweit sind die Verfügbarkeit von Wasser in ausreichender Menge und guter Qualität und eine hygienisch ausreichende Abwasserentsorgung Grundvoraussetzungen für eine nachhaltige ökologische, ökonomische und soziale Entwicklung, insbesondere auch in Entwicklungs- und Schwellenländern. Der Abwasserreinigung kommt dabei im Hinblick auf den Schutz der natürlichen Gewässer, die Wasserbereitstellung auch durch Wiederverwendung und die Gesundheit der Bevölkerung eine entscheidende Rolle zu.

Unsere Entsorgungstechniken, Planungsinstrumente und Dienstleistungen sind als innovativ, effizient, hochwertig und zuverlässig anerkannt. Sie sind ein wesentlicher Faktor für unsere gute Positionierung auf den internationalen Märkten. Durch die überwiegend kommunale Struktur der Abwasserentsorgung in Deutschland sind an die örtlichen Verhältnisse angepasste Lösungen ein Merkmal der deutschen Anbieter. Die Erfahrung in der Anpassung an örtliche Verhältnisse und der hohe Standard unserer Produkte befähigt die deutsche Abwasserbranche auch in ihrer internationalen Tätigkeit in besonderem Maße zu nachhaltigen Lösungen. In vielen Regionen und für die dort vorliegenden Verhältnisse fehlen jedoch oft die notwendigen Erfahrungen beim Management der Wasserressourcen und das technologische Wissen, um vor Ort hinreichend angepasste innovative Lösungen zu schaffen.

Die Anwendung deutscher Erfahrungen im Ausland erfordert sowohl die Kenntnis der Verhältnisse in den Zielgebieten als auch eine entsprechende Adaption der hierzulande bewährten Verfahren. Ziel des Verbundprojektes „Exportorientierte Forschung und Entwicklung im Bereich Abwasser“ war es deshalb, die in Deutschland bewährten Technologien der kommunalen Abwasserreinigung an andere Klimazonen und Randbedingungen anzupassen. Dem Verbundprojekt war eine Länderstudie „Anforderungen an die Abwassertechnik in anderen Ländern“ vorgeschaltet. Vor dem „Exportverbund Abwasser“ wurde ein analoges Vorhaben im Trinkwasserbereich durchgeführt, dem ebenfalls eine Länderstudie vorgeschaltet war. Beide Verbundprojekte zur Technologieanpassung auf den Gebieten Trinkwasser und Abwasser wurden jeweils mit ca. 6 Mio. € vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert.

In dem vorliegenden Leitfaden werden Ergebnisse und Erfahrungen des Abwasserprojekts, an dem 16 Hochschulen und Firmen beteiligt waren, als Empfehlun-

gen für die Arbeit in anderen Ländern weitergegeben. Das Ziel eines Leitfadens ist es, Handlungsempfehlungen zu geben und im vorliegenden Fall speziell Handlungsempfehlungen für eine Tätigkeit auf internationaler Ebene und in Regionen mit anderen Rahmenbedingungen. Der Leitfaden kann deshalb als Kernstück unter den Berichten des Verbundprojekts gesehen werden, da in ihm die wissenschaftlichen Ergebnisse für die Anwendung in der Praxis aufbereitet und zusammengefasst sind.

Der Leitfaden baut auf bestehendem Wissen und verfügbaren Bemessungsempfehlungen auf. Er ist kein Lehrbuch, sondern er ergänzt bestehendes Wissen und adaptiert verfügbare Bemessungsempfehlungen und Planungsinstrumente an veränderte Rahmenbedingungen. Verschiedentlich wird hierbei auf Arbeitsblätter der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA) zurückgegriffen, die sich in Vergleichen mit anderen international verbreiteten Empfehlungen wegen der ihnen zugrunde liegenden umfangreichen Erfahrung und wegen ihrer Detaillierung als attraktiv erwiesen haben.

Inhaltlich ist der Leitfaden in drei Themenblöcke untergliedert. Im ersten werden Lösungen zur Anpassung der klassischen und global verbreiteten Abwasserreinigungstechnologien aufgezeigt. Ihre Beherrschung ist eine unabdingbare Voraussetzung für eine Tätigkeit auf internationalen Märkten. Im zweiten Teil werden im Sinne einer nachhaltigen Abwassertechnologie verschiedene Möglichkeiten zur Wasserwiederverwendung und zur Verwertung der Reststoffe aus der Abwasserreinigung behandelt. Der dritte Teil des Leitfadens unterstützt die Tätigkeit auf internationalen Märkten durch verschiedene Planungsinstrumente wie Simulationsmodelle oder Programme zur Präsentation von Projektvorschlägen.

Es bleibt zu wünschen, dass dieser Leitfaden und das ihm zugrunde liegende Verbundprojekt weitere Forschungsarbeiten und Kooperationen sowohl im Inland als auch in und mit den Zielregionen anregt, und dass hierbei insbesondere auch verstärkt praktische und längerfristige Erfahrungen ausgewertet werden. Dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) ist für die Initiierung und Förderung und dem Projektträger Karlsruhe, Bereich Wassertechnologie und Entsorgung (PTKA-WTE) für die vielfältige Unterstützung des Verbundprojekts zu danken. Das BMBF hat mit den beiden Verbundprojekten bereits sehr früh der heute selbstverständlichen Forderung nach einem global orientierten Systemverständnis und nach nachhaltigen Lösungen in der Wasserwirtschaft entsprochen.

## **Inhalt**

<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Abwasserbehandlung.....</b>	<b>8</b>
2.1	Einleitung .....	8
2.2	Bemessungs- und Betriebsparameter des Belebungsverfahrens in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und stofflichen Eigenschaften	11
2.3	Belüftungssysteme in kalten und warmen Klimaten.....	23
2.4	Einsatz des Tropfkörperverfahrens unter länderspezifischen Einflussfaktoren .....	33
2.5	Leistungsfähigkeit und Flexibilität von Scheibentauchkörpern.....	42
2.6	Abwasserreinigung mit dem getauchten Festbettverfahren .....	57
2.7	Bemessung und Betrieb von Abwasserteichen.....	72
<b>3</b>	<b>Desinfektion und Wasserwiederverwendung.....</b>	<b>88</b>
3.1	Einleitung .....	88
3.2	Einsatzbedingungen und Verfahrensketten zur Wiederverwendung von kommunalem Abwasser.....	103
3.3	Anaerobe Kommunalabwasserbehandlung unter außereuropäischen Randbedingungen .....	116
3.4	Sommer- und Winterbetrieb von Abwasserbehandlungsanlagen, die Bewässerungswasser erzeugen .....	130
3.5	Klärschlammbehandlung und –verwertung.....	150
<b>4</b>	<b>Konzepte und Simulation.....</b>	<b>176</b>
4.1	Einleitung .....	176
4.2	Angepasste ökonomische Methoden.....	178
4.3	Angepasste Simulationsverfahren .....	188
4.4	Stufenausbaukonzepte .....	224
4.5	Toolkit zur Projektbewertung und Visualisierung von kommunalen Kläranlagen unter länderspezifischen Gegebenheiten .....	242
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>263</b>

## **Anlagen**



# 1 Einleitung

*H. Orth*

## **Warum dieser Leitfaden?**

Für ein Land wie Deutschland gibt es mehrere gute Gründe, sich mit der Abwassertechnik in anderen Ländern zu befassen. Da ist zunächst seine Stellung als ein führendes Exportland im Wassersektor. Pumpen, mess- und regeltechnische Anlagen und allgemein maschinentechnische Ausrüstung aus deutscher Produktion sind weltweit geschätzt. Sie finden sich auf vielen Klärwerken im Ausland und sogar auch auf Klärwerken, die ohne jede deutsche Beteiligung gebaut wurden. Neben den Herstellern von Ausrüstung ist auch die deutsche Consultingwirtschaft in erheblichem Umfang im Ausland engagiert. Es ist deshalb selbstverständlich, dass hier ein starkes eigenes Interesse besteht, Produkte und Dienstleistungen zu liefern, die an die Verhältnisse in den Abnehmerländern bestmöglich angepasst sind und so ihre Aufgaben auch bestmöglich erfüllen können.

Ein weiterer Grund sich mit der Abwassertechnik in anderen Ländern zu befassen ist die internationale Zusammenarbeit im Wassersektor. Auch in diesem Bereich ist Deutschland sehr stark engagiert und gerade in vielen Entwicklungs- und Schwellenländern weichen die Rahmenbedingungen für abwassertechnische Projekte sehr stark von deutschen Verhältnissen ab. Gleichzeitig fehlen diesen Ländern oft die administrative Kapazität und die Forschungseinrichtungen, die nötig sind, um eigene Richtlinien und Regelwerke zu verfassen. Aus dieser Situation ergibt sich – und dies ist heute allgemein anerkannt – auch eine besondere Verpflichtung der Industrienationen. Sie dürfen in die jeweiligen Länder nicht nur Produkte und Dienstleistungen exportieren, sondern sie müssen auch Wissen exportieren, und mehr noch, sie müssen sich auch an der Schaffung neuen, auf die Länder bezogenen Wissens beteiligen.

An dieser Stelle ist allerdings einem sehr häufigen Missverständnis und einem eventuell auch falschen Verständnis dieses Leitfadens entgegenzuwirken. Wenn im Abwassersektor von internationaler Zusammenarbeit gesprochen wird, so wird dies sehr schnell mit einer Tätigkeit in Entwicklungs- und Schwellenländern und einfachen Technologien gleichgesetzt. Tatsächlich jedoch sind andere Industrieländer und wirtschaftlich bereits sehr weit entwickelte Schwellenländer die Hauptabnehmer der Exportleistungen im Wassersektor. Dies ergibt sich sehr einfach aus ihrer Wirtschaftskraft und ihrem Stand der Abwassertechnik. Dementspre-

chend werden auch in dem vorliegenden Leitfaden keine Schwerpunkte bezüglich Industrie-, Schwellen- oder Entwicklungsländern gesetzt. Das Thema des Leitfadens sind vielmehr von deutschen Verhältnissen abweichende Rahmenbedingungen, wie sie in anderen Ländern unabhängig von ihrem entwicklungspolitischen oder ökonomischen Status auftreten, wie z. B. andere klimatische Verhältnisse.

### **Die Struktur des Leitfadens**

Der vorliegende Leitfaden wendet sich an erfahrene Fachleute. Er ist kein Lehrbuch. Das bedeutet, allgemeines Fachwissen wird vorausgesetzt und auf ausführliche, didaktisch motivierte Erläuterungen wird zu Gunsten einer knappen und übersichtlichen Darstellung verzichtet.

Für mehrere der angesprochenen Themen liegen Vorschriften, Gesetze und im Rahmen des DWA-Regelwerkes Empfehlungen vor. Auch sie werden nicht wiederholt oder erläutert, sondern an den Stellen ergänzt oder korrigiert, an denen die Möglichkeit der Anpassung an andere Verhältnisse eine Erweiterung oder Korrektur erfordert. Dies gilt insbesondere für Bemessungsempfehlungen, die ja weitgehend von der lokalen Abwasserbeschaffenheit und den geforderten Ablaufqualitäten abhängig sind. Auf der Grundlage seines Fachwissens und der Kenntnis der einschlägigen Empfehlungen und mit den zusätzlichen Informationen des Leitfadens kann der Leser situationskonform planen und entscheiden.

Der Leitfaden hebt also das allgemeine Fachwissen nicht auf, und wiederholt es auch nicht, sondern er baut hierauf auf und erweitert es in einzelnen Punkten. Diese Struktur wurde nicht nur zu Gunsten einer knappen Darstellung gewählt, sondern gezielt auch deshalb, um die Verwendung des deutschen Regelwerkes und den Rückgriff auf deutsche Erfahrungen zu fördern. Das mag im vorliegenden Zusammenhang zunächst als ein Widerspruch erscheinen, ist aber durchaus sinnvoll. Deutschland gehört in der Abwassertechnik ohne Zweifel zu den führenden Ländern. Was die deutsche Abwassertechnik besonders auszeichnet, ist, dass die umfangreichen Erfahrungen aus tausenden von Anlagen in einem vergleichsweise detaillierten Regelwerk festgehalten sind. Es wäre eine grobe Verschwendung, diese Erfahrungen und das hierauf aufbauende Regelwerk gerade in Ländern, wo wenige Erfahrungen vorliegen, nicht zu nutzen. Der Leitfaden hebt also auch bestehende Regelwerke nicht auf, sondern er unterstützt in Verbindung mit bestehendem Fachwissen die Anpassung an die jeweiligen örtlichen Verhältnisse.

## Was heißt Anpassung?

Eine Tätigkeit in anderen Ländern erfordert ganz allgemein eine Anpassung an die dortigen Verhältnisse. Die Rahmenbedingungen und Anforderungen, die sich hieraus an die Abwassertechnologien ergeben, wurden ebenfalls im Rahmen des vorliegenden Verbundprojektes in zwölf repräsentativen Ländern untersucht (Ruhr-Universität Bochum, 2005). Diese Untersuchungen waren nicht auf technische Aspekte beschränkt, sondern erfassten auch sozio-ökonomische Rahmenbedingungen, wie z. B. Gesetze, Verordnungen, Verwaltungsstrukturen, fachliche Ausbildungsstrukturen oder die Durchsetzbarkeit von Gebühren.

Die ermittelten Unterschiede der Rahmenbedingungen machen deutlich, dass die Aufgabe der Anpassung der Abwassertechnologien an die jeweils vorliegenden Rahmenbedingungen sehr komplex ist und keinesfalls auf technische Aspekte beschränkt werden darf. Allerdings wäre es genauso falsch, technische Aspekte zu vernachlässigen oder – ein gravierender, aber leider noch immer häufiger Fehler – Anpassung mit Vereinfachung gleichzusetzen. Es ist zwar richtig, dass in vielen Situationen eine Vereinfachung gegenüber deutschen Anlagen angebracht ist, aber sicherlich nicht weniger oft lässt sich auch in anderen Ländern eine Erhöhung der Wirtschaftlichkeit und der Zuverlässigkeit abwassertechnischer Anlagen nur durch eine Erhöhung des technischen Standards erreichen.

Damit ergibt sich für den vorliegenden Leitfaden die Frage der Abgrenzung: In welcher Form und wieweit kann ein Leitfaden die Tätigkeit in anderen Ländern unterstützen und Hinweise zur Anpassung an die jeweiligen Verhältnisse und Rahmenbedingungen geben? Zunächst ist zu betonen, dass die erforderliche Anpassung in erster Linie die Aufgabe des Planers im Einzelfall ist. Und, es ist eine sehr anspruchsvolle Aufgabe. Sie erfordert eine breite Kenntnis der verschiedenen Technologien. Nur dann ist es möglich, die allgemeinen Anforderungen an die einzusetzenden Technologien und die sich dann im Einzelfall ergebenden Voraussetzungen für den Einsatz dieser Technologien richtig einzuschätzen. Eine weitere Voraussetzung ist eine breit angelegte Datenerfassung, die die im Einzelfall vorliegenden Gegebenheiten deutlich widerspiegelt.

Ein Leitfaden kann also nicht die für die erforderlichen Anpassungen notwendigen Entscheidungen des Planers ersetzen, sondern seine Aufgabe ist es, allgemeingültiges, verallgemeinertes Wissen als Grundlage der Entscheidungen zur Verfügung zu stellen. Es ist naheliegend, dass diese Allgemeingültigkeit in erster Linie auf naturwissenschaftlich-technische Zusammenhänge zutrifft. Sie sind dementsprechend auch der Schwerpunkt des Leitfadens.

## **Zum Inhalt**

Die angesprochenen Fragestellungen bzw. die Empfehlungen des Leitfadens ergaben sich aus den Teilprojekten des Verbundprojektes zur exportorientierten Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung. Bei der Themenauswahl des Verbundprojektes waren die Anwendungshäufigkeit der verschiedenen Verfahren im Ausland und die Dringlichkeit der angesprochenen Themen maßgebliche Entscheidungskriterien. Damit sind auch die Themen des Leitfadens von hoher Relevanz.

Der Inhalt ist entsprechend der Gliederung des dem Leitfaden zugrunde liegenden Verbundprojektes in drei Themenblöcke gegliedert. Der erste Themenblock befasst sich unter dem Titel Abwassertechnologien überwiegend mit Verfahren, die auch in Deutschland zu den Standardverfahren gehören. Die einzelnen besprochenen Verfahren sind das Belebungsverfahren, Tropfkörper, Scheibentauchkörper, getauchte Festbetten und Abwasserteiche. Zu diesen Verfahren liegen in Deutschland umfangreiche Erfahrungen und Empfehlungen vor. Sie verlieren, wie bereits erwähnt, durch den Leitfaden nicht ihre Gültigkeit, sondern sie werden an einzelnen Stellen ergänzt oder korrigiert, mit dem Ziel der Anpassung an veränderte Ausgangsbedingungen. Neben verschiedenen anderen Einflussfaktoren stehen hierbei die stoffliche Beschaffenheit des Abwassers, die Temperatur des Abwassers und der Umgebungsluft und die Anforderungen an den Klärwerksablauf bzw. die damit verbundenen Reinigungsstufen im Vordergrund.

Der zweite Themenblock befasst sich mit der Desinfektion von Abwasser und der Wasserwiederverwendung. Die einzelnen Themen sind Verfahrensketten zur Wiederverwendung von kommunalem Abwasser, anaerobe Kommunalabwasserbehandlung mit Nutzung des Abwassers und des Biogases, sowie Klärschlammbehandlung und -verwertung. Obwohl die Wiederverwendung und die Verwertung auch in Deutschland zunehmend an Interesse und Bedeutung gewinnen, sind Erfahrungen und Empfehlungen zu diesen Themen weniger verbreitet. Die Empfehlungen dieses Themenblockes sind deshalb an verschiedenen Stellen breiter als im ersten Themenblock angelegt und sie beziehen auch mehr außerhalb des Verbundprojektes gewonnene Erfahrungen mit ein.

Im dritten Themenblock „Konzepte und Simulation“ werden verschiedene Planungswerkzeuge zur Verfügung gestellt, die speziell auf eine Tätigkeit in anderen Ländern abgestimmt sind und in dieser Form in Deutschland bisher nur begrenzt vorliegen. Es sind dies angepasste ökonomische Methoden, angepasste Verfahren zur Klärwerkssimulation, Stufenausbaukonzepte zur Anpassung an steigende

Reinigungsanforderungen oder steigende Belastungen und ein Toolkit zur Projektbewertung. In der Darstellung ökonomischer Methoden werden in erster Linie einige international übliche Begriffe und Methoden des ökonomischen Variantenvergleichs erläutert. Das Toolkit zur Projektbewertung ermöglicht es, verschiedene Klärwerksalternativen sowohl in einer quantitativen Bewertung als auch visuell darzustellen. Damit lassen sich in Ländern, in denen noch wenige Anschauungsbeispiele existieren, Klärwerksalternativen gegenüber den Auftraggebern in aussagekräftiger und anschaulicher Form erläutern.

An mehreren Stellen des Leitfadens wird auch auf die mit den entsprechenden Verfahren oder Anlagen verbundenen Kosten eingegangen. Das konnte allerdings nur in allgemeiner Form geschehen, und zwar in der Regel dergestalt, dass die maßgebenden Kostenfaktoren hervorgehoben werden. Die von der Praxis oft gewünschten konkreten Zahlenangaben zu Kosten wären in einem länderübergreifenden Leitfaden nur begrenzt verwendbar, da sie immer nur für ein Land oder eventuell sogar nur lokal gültig wären. Dies ergibt sich zwangsläufig aus der Tatsache, dass sich zwischen verschiedenen Ländern nicht nur das gesamte Kostenniveau unterscheidet, sondern auch die Relation zwischen verschiedenen Kostengruppen sehr unterschiedlich sein kann.

Ein Beispiel für die geringe Übertragbarkeit von Kosten sind die Grunderwerbs- und die Ausrüstungskosten. Im Vergleich zu Industrieländern sind in vielen Ländern die Grunderwerbskosten wesentlich niedriger und die Kosten für die Ausrüstung, die oft importiert werden muss, wesentlich höher. Es sind also weniger die mehr oder weniger großen Veränderungen des gesamten Kostenniveaus, sondern mehr die Verschiebungen zwischen verschiedenen Kostengruppen, die einen bestimmenden Einfluss auf die Auswahl der geeignetsten Technologien haben können.

Derartige Verschiebungen zwischen verschiedenen Kostengruppen sind auch nicht nur länderspezifisch. Es können vielmehr auch innerhalb eines Landes erhebliche Unterschiede auftreten. Auch hierfür sind die Grunderwerbskosten ein deutliches Beispiel: In vielen Entwicklungs- und Schwellenländern sind die Grunderwerbskosten in den großen Metropolen mit denen in Industrieländern durchaus vergleichbar, während sie in Provinzstädten oft nur einen Bruchteil hiervon betragen.

Die Erfassung der ortspezifischen Kosten muss deshalb auch weiterhin eine wichtige Aufgabe des Planers bzw. der Grundlagenermittlung bleiben. Das angesprochene Toolkit kann dann ein Werkzeug zur Erleichterung der sich anschließenden Auswertung und Bewertung sein.

# Kapitel 2

## Abwasserbehandlung



## 2 Abwasserbehandlung

### 2.1 Einleitung

*J. Pinnekamp und D. Montag*

Im Rahmen der Teilprojekte, die in den folgenden Kapiteln beschrieben werden, sind verschiedene Technologien zur Abwasserbehandlung intensiven wissenschaftlichen Untersuchungen unterzogen worden. Im Fokus stand dabei beispielsweise die Frage, wie sich in Deutschland bewährte Technologien in anderen Ländern unter veränderten klimatischen und technischen Randbedingungen implementieren lassen. Wesentliche Ergebnisse und Erkenntnisse sind aus den durchgeführten Projekten erwachsen und in diesem Leitfaden zusammengetragen worden. Die betrachteten Technologien sind das Belebungsverfahren, Tropfkörper, Scheibentauchkörper, getauchte Festbetten und Abwasserteiche.

In Kapitel 2.2 wird das in Deutschland weit verbreitete Belebungsverfahren behandelt. Insbesondere wurde dabei mit der Abwassertemperatur ein Parameter untersucht, der naturgemäß großen Einfluss auf die Bemessung bzw. den Betrieb von Kläranlagen hat. In anderen Ländern weicht die Abwassertemperatur mitunter deutlich von den in Deutschland üblichen Verhältnissen ab und unterliegt zudem häufig größeren Schwankungen. Die Auswirkungen auf das Bemessungsschlammalter sind von entsprechender Bedeutung. Ebenso zu beachten sind die in anderen Ländern häufig anzutreffenden hohen Salzgehalte, die zu einer Verringerung der Abbauleistung führen können.

Von zentraler Bedeutung für ein funktionsfähiges Abwasserreinigungsverfahren ist der Eintrag von Sauerstoff. Zur Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr bei Belebungsanlagen sind Wassertemperatur und Druckverhältnisse zu berücksichtigen. In Kapitel 2.3 wird dies umfänglich diskutiert sowie praktische Aspekte beschrieben, die beispielsweise die Integration der Belüftungselemente ins Belebungsbecken umfassen.

Neben dem Belebungsverfahren stellen die in Kapitel 2.4 beschriebenen Tropfkörperverfahren eine weitere Möglichkeit zur biologischen Abwasserreinigung dar. Zentraler Forschungsgegenstand war es, die Zusammenhänge zwischen der (üblicherweise betrachteten) organischen Raumbelastung und der Reinigungsleistung unter besonderer Berücksichtigung der Temperatur aufzuzeigen, um so die Berechnung des notwendigen Tropfkörpervolumens zu optimieren. Abgesehen von der Aktivität der Mikroorganismen beeinflusst die Temperatur auch andere Ein-

flussfaktoren, die sich zum Teil sogar gegenläufig auf die Reinigungsleistung eines Tropfkörpers auswirken können. Das Kapitel wird durch verschiedene Empfehlungen ergänzt, u. a. zur Vermeidung von Verstopfungen, zur Bemessung der Nachklärung und zur Wahl des Füllmaterials.

Auch auf die Reinigungsleistung von Scheibentauchkörpersystemen haben Abwassertemperaturen über 12°C, die in europäischen Richtlinien als Bemessungstemperatur herangezogen wird, einen gravierenden Einfluss. In Kapitel 2.5 wird aufgezeigt, inwieweit in diesem Fall die Scheibenfläche, dem Reinigungsziel entsprechend, reduziert bzw. bei modular vorgefertigten Scheibentauchkörpern die Scheibenbelastung entsprechend erhöht werden kann. Neben dieser Bemessungsempfehlung wird ebenfalls auf Möglichkeiten der Nachklärung für Scheibentauchkörper in anderen Ländern eingegangen.

Kapitel 2.6 beschäftigt sich mit dem Einsatz von getauchten Festbetten. Abermals werden vorhandene Bemessungsempfehlungen vor dem Hintergrund sich in anderen Ländern gegenüber Deutschland verändernder Einflussgrößen reflektiert. Starkes Gewicht wird hierbei auf verschiedene betriebstechnische Aspekte gelegt, wie beispielsweise die Verstopfungsanfälligkeit und die Entwicklung der Biofilme für Kohlenstoff- bzw. Stickstoff-Abbau.

Vor allem in Schwellen- und Entwicklungsländern stellen Abwasserteiche einen sehr großen Anteil aller Abwasserreinigungsanlagen. Die Randbedingungen, unter denen diese Variante der Abwasserreinigung vorgesehen werden kann und welche Ausschlusskriterien existieren, werden in Kapitel 2.7 beschrieben. Auch in diesem Abschnitt werden vorhandene Bemessungsansätze kritisch hinterfragt. In jedem Fall ist bei Abwasserteichen zu berücksichtigen, dass regionale Randbedingungen (Monsun, längere Unterbrechung der Stromversorgung, u. a. m.) einen größeren Einfluss auf Bemessung und Gestaltung haben, als beispielsweise die exakte Flächenbelastung.

Die verschiedenen Forschungs- und Entwicklungsvorhaben verdeutlichen, dass die für Deutschland und Mitteleuropa entwickelten Abwasserreinigungsverfahren durchaus in anderen Ländern unter dort stark veränderten Randbedingungen mit gutem Erfolg betrieben werden können. Gesondert zu berücksichtigen ist, dass in vielen Ländern ein offenes Kanalsystem zu einem erhöhten Eintrag von Störstoffen führt. Eine zuverlässige Vorbehandlung und Vorklärung des zufließenden Abwassers ist somit häufig unerlässlich, um die Gefahr von Verstopfungen zu vermeiden. Je nach angewandter Technologie muss dies in unterschiedlicher Weise

berücksichtigt werden. Von den in Deutschland bewährten Bemessungsansätzen muss zum Teil deutlich abgewichen werden.

Welches Verfahren vor Ort zur Abwasserreinigung eingesetzt wird, ist naturgemäß im Einzelfall zu prüfen und auf die spezifischen Anforderungen abzustimmen. Hierzu gehören z. B. die Forderung der Nährstoffelimination oder die Reduzierung der mikrobiologischen Belastung. Aber auch die verfügbaren personellen, materiellen und finanziellen Ressourcen sind in die Bewertung einer Verfahrensauswahl mit einzubeziehen.

## **2.2 Bemessungs- und Betriebsparameter des Belebungsverfahrens in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und stofflichen Eigenschaften**

*H. Orth, S. Grube und M. Tserashchuk*

### **2.2.1 Stand des Wissens und der Technik**

Die Untersuchungen zu Anforderungen an die Abwasserreinigung in anderen Ländern (Ruhr-Universität Bochum, 2005) zeigten, dass das Belebungsverfahren weltweit in den Entsorgungsgebieten mit einer zentralen Abwasserreinigung das am häufigsten angewandte Verfahren ist. Unter dem Begriff des Belebungsverfahrens werden sehr unterschiedliche Verfahrensvarianten zusammengefasst und zwar sowohl bezüglich der Zielsetzung als auch bezüglich der Betriebsweise. Während in den Industrieländern das Belebungsverfahren mit Stickstoffelimination im Vordergrund steht, beschränkt sich die Anwendung in Entwicklungs- und Schwellenländern noch weitgehend auf das Reinigungsziel der Elimination des organischen Kohlenstoffs. Dementsprechend stellt in diesen Ländern das einfache vlldurchmischte Becken die häufigste Verfahrenskonfiguration dar, während z. B. Kaskaden, zonierte Umlaufbecken oder Anlagen mit Aufstaubetrieb noch selten sind. Die Anforderungen werden jedoch immer mehr dem Standard der Industrieländer angeglichen.

Für die Bemessung von Belebungsanlagen liegen verschiedene Empfehlungen vor. Sie wurden in der Regel in einzelnen Industrieländern für deren Bedarf entwickelt. Länder, die auf die Entwicklung eigener Bemessungsempfehlungen verzichten, haben in der Regel eine oder mehrere dieser Empfehlungen übernommen bzw. für die Anwendung zugelassen. Am weitesten verbreitet sind die Empfehlungen der DWA (ATV-DVWK, 2000), der Firma Degrémont (1991 und 2005) und der Environmental Protection Agency der USA (EPA, 1993). In dem vorliegenden Projekt wurden die Versuchsergebnisse mit fünf weiteren Bemessungsempfehlungen verglichen, nämlich HSG (1989), Ichimura et al. (1994), Water Research Commission (1984), Sperling et al. (2005) und Metcalf & Eddy (2003).

Die bekannten Verfahren gehen bezüglich der Bemessung des Belebungsvolumens von der gleichen Grundlage aus, nämlich der Wachstumsgeschwindigkeit der Mikroorganismen. Sie führt zu den beiden grundlegenden Bemessungsgrößen Schlammalter und Schlammproduktion. Dabei wird entsprechend dem Reinigungsziel bzw. der dem Reinigungsziel zugrundeliegenden Biozönose zwischen Reinigung ohne und mit Nitrifikation, mit Stickstoffelimination und mit Schlamm-

stabilisierung unterschieden. Trotz dieser gemeinsamen Grundlage unterscheiden sich verschiedenen Empfehlungen zum Teil erheblich. Dies ist neben länderspezifischen empirischen Kennwerten auch auf die gewählten Sicherheitszuschläge zurückzuführen. Sie berücksichtigen neben den länderspezifischen Betriebserfahrungen auch länderspezifische Anforderungen wie z. B. die Zulässigkeit von einzelnen Grenzwertüberschreitungen bzw. deren Häufigkeit.

Wie bei praktisch allen biologischen Verfahren übt auch beim Belebungsverfahren die Temperatur einen großen Einfluss auf die Prozessgeschwindigkeit und damit auf das erforderliche Reaktorvolumen aus. Der Einfluss der Temperatur auf das aerobe Bemessungsschlammalter wird in den genannten Bemessungsempfehlungen mit Hilfe der chemischen Kinetik entnommenen Arrhenius-Gleichung beschrieben. Mit dieser Gleichung wird das aerobe Schlammalter, ausgehend von einer bestimmten Bezugstemperatur, auf die maßgebende Bemessungstemperatur umgerechnet. Eine empirische Absicherung dieser Form der Berücksichtigung des Temperatureinflusses fehlt jedoch bisher. Metcalf & Eddy (2003) weisen auch darauf hin, dass die Arrhenius-Gleichung nur nahe der Bezugstemperatur gültig ist. Die anderen Bemessungsempfehlungen geben zum Gültigkeitsbereich der Arrhenius-Gleichung keinen Hinweis.

Als besondere, jedoch in vielen Ländern vorliegende stoffliche Eigenschaften wurden in dem vorliegenden Projekt weiterhin hohe Salzgehalte und niedrige Zulaufkonzentrationen betrachtet. Hohe Salzgehalte des Abwassers ergeben sich, wenn Trinkwasser aus Meerwasser gewonnen oder Meerwasser als Brauchwasser genutzt wird, sowie durch die Einleitung von salzhaltigem Abwasser, z. B. der Fisch verarbeitenden Industrie oder anderer Industriezweige. Die Toxizität höherer Natriumchloridkonzentrationen hängt vor allem von den  $\text{Na}^+$ -Ionen ab, die die Osmoseprozesse der Zellen beeinflussen. Stärkere Störungen des Ionenhaushaltes der Organismen führen zur Plasmolyse der Zellen und damit zum Tod des Organismus.

In der Literatur werden verschiedene Untersuchungen mit Salzgehalten ( $\text{NaCl}$ ) von 4-50 g/l beschrieben. Eine Beeinträchtigung der Abbauleistung wurde bereits bei 4 g/l beobachtet. Als kritische Grenze für die Mikroorganismen wird häufig eine Konzentration von 10 g/l genannt.

Geringe Zulaufkonzentrationen des Abwassers ergeben sich in vielen Ländern durch einen extrem hohen Pro-Kopf-Wasserverbrauch oder durch eine kontrollierte (z. B. dazwischen geschaltete Septic Tanks) oder auch zufällige (z. B. lange Liegezeiten im Kanalnetz) Vorbehandlung vor Einleitung in die Kläranlage. Für die

Abwasserreinigung ist weniger die Abwasserkonzentration als solche von Bedeutung als vielmehr ein für die Denitrifikation ausreichend hohes C/N-Verhältnis. Zur Verbesserung der Stickstoffelimination werden in der Literatur verschiedene Maßnahmen vorgeschlagen, wobei die Zugabe externer C-Quellen an erster Stelle steht. Eine allgemein anerkannte Bewertung des C/N-Verhältnisses stammt von Henze et al. (2002).

## **2.2.2 Empfehlungen**

### **2.2.2.1 Vorbemerkungen und allgemeine Methodik**

Bei allen Untersuchungen stand die Ableitung von Bemessungsempfehlungen und weniger die Analyse einzelner Phänomene im Vordergrund. Dies erfordert, dass natürliche Schwankungen des Abwasserzuflusses miteingefasst werden. Es wurde deshalb bei allen Versuchen mit natürlichem Abwasser gearbeitet, das am Standort Ölbachtal dem Klärwerk Bochum-Ölbachtal, am Standort Düsseldorf dem Klärwerk Düsseldorf-Süd entnommen wurde. Im Vergleich zum Standort Ölbachtal enthält das Abwasser am Standort Düsseldorf einen hohen Anteil an Industrieabwasser. Lediglich für die Laborversuche zur Untersuchung des Einflusses hoher Salzkonzentrationen, niedriger Zulaufkonzentrationen und niedriger C/N-Verhältnisse wurde die Abwasserbeschaffenheit durch die Zugabe von Natriumchlorid, Kohlenstoff- und Stickstoffverbindungen oder Verdünnung entsprechend angepasst.

Eine Sonderstellung nehmen die Versuche zum Einfluss niedriger Temperaturen ein. Ihnen lagen mittlere Verhältnisse russischer Kläranlagen zugrunde, die aus der Analyse der Daten von mehr als 40 russischen Kläranlagen ermittelt wurden. Auch hierzu wurde das Abwasser der Kläranlage Ölbachtal entsprechend angepasst. In allen Versuchen wurde das Abwasser den Versuchsanlagen mengenproportional zum Zufluss der Klärwerke zugeführt.

Mit Ausnahme der Laboranlagen zur Untersuchung geringer Zulaufkonzentrationen und erhöhter Salzgehalte bestanden alle Versuchsanlagen aus einer Versuchsstraße und einer baugleichen Referenzstraße. Das zufließende Abwasser wurde entsprechend dem Untersuchungsziel in einer Vorlage temperiert und den mit Heiz- bzw. Kühlschläuchen ummantelten Reaktoren zugeführt. Die Versuchsanlagen Düsseldorf und Ölbachtal sind als Belebungsanlagen mit vorgeschalteter Denitrifikation ausgebildet, die Laboranlage zur Bestimmung des Einflusses niedriger Temperaturen als Belebungsanlage mit Aufstaubetrieb.

Tabelle 2.1: Kenndaten der Versuchsanlagen

Anlage	Reaktor <sup>1)</sup>	CSB <sup>2)</sup> in mg/l	CSB : N <sub>ges</sub> <sup>3)</sup>	Salz in mS/cm
Versuchsanlage Düsseldorf	38 m <sup>3</sup>	360-615-813	11,8 : 1	-
Versuchsanlage Ölbachtal	340 l	173-346-663	9,4 : 1	-
Laboranlage, niedrige Temperatur	7,5 l	- 170 -	7,7 : 1	-
Laboranlage, niedrige Konzentration	16 l	variabel	3,9 : 1	-
Laboranlage, hohe Salz- konzentration	5 l	- 438 -	9,5 : 1	1,5-20

<sup>1)</sup> pro Straße

<sup>2)</sup> Minimum, Mittel, Maximum

<sup>3)</sup> mittlere Verhältnisse

### 2.2.2.2 Empfehlungen zum aeroben Bemessungsschlammalter

Auch für die Bemessung von Belebungsanlagen in anderen als den mitteleuropäischen Temperaturbereichen wird als Grundlage das Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) empfohlen. Die dem Arbeitsblatt zugrundeliegende Bemessungssystematik mit dem Schlammalter als wesentlicher Basisgröße ist weltweit als maßgebende Bemessungssystematik anerkannt und auch Grundlage der anderen hier genannten Bemessungsempfehlungen. Durch seine englischsprachige Ausgabe ist das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) in vielen Ländern bekannt bzw. zugelassen. Die weitgehende Übereinstimmung der Angaben des Arbeitsblattes zur Temperatur von 15 °C mit den durchgeführten Referenzversuchen bei dieser Temperatur stellt eine gegenseitige Bestätigung der Werte des Arbeitsblattes und der durchgeführten Versuche dar. Die Anwendung des sogenannten Hochschulgruppenansatzes (HSG, 1989) kann inhaltlich in gleicher Weise empfohlen werden. Es ist allerdings zu bedenken, dass dieser Ansatz im Ausland weit weniger bekannt ist als das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000).

Die Versuche zur Bestimmung des aeroben Mindestschlammalters für eine gesicherte Nitrifikation bei höheren Abwassertemperaturen wurden auf der Versuchsanlage Ölbachtal durchgeführt und durch die Ergebnisse auf der Versuchsanlage Düsseldorf bestätigt. Es wurden 25 Versuchsreihen in den Temperaturstufen 15,

20, 25 und 30 °C mit mindestens 5 Versuchsreihen in jeder Temperaturstufe durchgeführt. Eine zusätzliche Versuchsreihe wurde bei 35 °C durchgeführt. Durch sie sollte jedoch lediglich nachgewiesen werden, dass das Verfahren auch in diesem eher seltenen Temperaturbereich noch angewendet werden kann. Das Schlammalter ergab sich in allen Versuchen durch den Schlammabzug.

Bei der Bestimmung des aeroben Bemessungsschlammalters ergab sich in Abhängigkeit von den Anforderungen an den Ablauf ein Bewertungsspielraum. Als zwingende Anforderungen galten, dass kein Auswaschen der nitrifizierenden Bakterienmasse eintreten darf und dass eine Nitrifikationsrate von mind. 90 % erreicht werden muss. Als vier weitere Kriterien wurden Ablaufkonzentrationen des Ammoniums betrachtet und zwar die Überschreitung der Werte von 2 und 10 mg/l, jeweils gemessen als Tagesmittel und als Zweistundenmittel.

Aus den genannten Kriterien ergaben sich bei einer Bemessungstemperatur von 25 und 30 °C als Empfehlung für das aerobe Bemessungsschlammalter für eine Nitrifikation 2,7 und 1,8 Tage (vergl. Tabelle 2.2). Diese Werte liegen um ca. 46 und 59 % (Sicherheitsfaktor SF = 1,45) bzw. 18 und 28 % (SF = 1,8) über den Werten, die sich bei einer Extrapolation der Empfehlungen des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) ergeben würden. Bemerkenswert ist, dass die Abweichungen mit steigender Temperatur stark zunehmen. Eine Reduzierung der Werte in Tabelle 2.2 wird für den hohen und niedrigen Temperaturbereich auch für große Klärwerke wegen der noch geringen Betriebserfahrung nicht empfohlen. In der Versuchsreihe bei 35 °C, die lediglich dem Nachweis der Funktionsfähigkeit des Verfahrens diente, wurde kein Mindestschlammalter bestimmt. Es wird deshalb empfohlen, das Bemessungsschlammalter gegenüber 30 °C ohne weitere Untersuchungen nicht weiter zu reduzieren.

Untersuchungen bei niedrigen Temperaturen waren ursprünglich nicht vorgesehen und wurden erst später im Rahmen eines BMBF-Stipendiums (IPSWaT) möglich. Zur Bestimmung des aeroben Mindestschlammalters bei niedrigen Temperaturen wurde mit einer Laboranlage mit Aufstaubetrieb im Bereich von 3-15 °C in Schritten von 3 °C je eine Versuchsreihe mit suspendierter und eine Versuchsreihe mit sessiler Biomasse durchgeführt. Ein Referenzreaktor mit suspendierter Biomasse wurde parallel zu allen Versuchsreihen bei 15 °C betrieben. Das aerobe Schlammalter wurde während der Versuche einer Temperaturstufe durch eine Anpassung der Länge der Belüftungsphase verändert. Durch eine entsprechende Einstellung wurde das erforderliche aerobe Mindestschlammalter ermittelt.

Tabelle 2.2: Empfehlungen zum aeroben Bemessungsschlammalter für den Temperaturbereich von 3-30 °C (Nitrifikation)

Temperatur °C	Aerobes Bemessungs- schlammalter in d	Datenquellen
3	33,5	
6	20,8	Versuchsanlage mit Aufstaubetrieb (SBR) <sup>1)</sup> (3-15°C)
9	13,3	
12	8,2	
15	6,1	ATV-DVWK-A 131 (2000) <sup>2)</sup> (12-20°C)
20	3,8	
25	2,7	Versuchsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation (15-30°C)
30	1,8	

<sup>1)</sup> Suspendierte Biomasse

<sup>2)</sup> Sicherheitsfaktor SF = 1,8

Die Untersuchungen bestätigten, dass auch bei niedrigen Abwassertemperaturen (hier bis zu 3 °C) eine Nitrifikation stattfindet. Das aerobe Mindestschlammalter liegt jedoch wieder deutlich über den Werten, die sich bei einer Extrapolation bekannter Bemessungsempfehlungen ergeben würden. Lediglich die Empfehlungen der EPA (1993) zeigen vergleichbare Werte. Die Abweichungen nehmen wie bei höheren Temperaturen mit dem Abstand zum mittleren Temperaturbereich stark zu. Bei 3 °C beträgt die Abweichung gegenüber einer Extrapolation der Empfehlungen des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) ca. 70 %.

Durch die Zugabe von Aufwuchskörpern konnte das aerobe Mindestschlammalter sehr stark gesenkt werden. Im Vergleich zu den Werten in Tabelle 2.2 sank das aerobe Mindestschlammalter für 3 bzw. 6 bzw. 9 °C auf 17,5 bzw. 12,7 bzw. 9,6 Tage. Auch zwischen suspendierter und sessiler Biomasse nahmen die Unterschiede mit dem Abstand zum mittleren Temperaturbereich stark zu.

Die Untersuchungsergebnisse ließen sich mit Hilfe der Arrhenius-Gleichung nur in jeweils begrenzten Temperaturbereichen mit an den jeweiligen Temperaturbereich angepassten Koeffizienten darstellen. Eine Abbildung der Versuchsergebnisse über den gesamten untersuchten Temperaturbereich war nicht möglich. Dieses Ergebnis stimmt mit Literaturerfahrungen überein. Die Abweichungen nehmen insbesondere in den niedrigen und hohen Temperaturbereichen stark zu.

Wenn eine Formel zur Darstellung der Beziehung zwischen Abwassertemperatur und aerobem Bemessungsschlammalter für eine Nitrifikation gewünscht ist, kann mit Gleichung (2.1) gerechnet werden:

$$t_{TS,aerob,Bem} = -1,5789 \cdot 10^{-6} \cdot T^5 + 0,2719 \cdot 10^{-3} \cdot T^4 - 17,165 \cdot 10^{-3} \cdot T^3 + 0,5194 \cdot T^2 - 7,903 \cdot T + 52,98 \quad (2.1)$$

mit:  $t_{TS,aerob,Bem}$  : aerobes Bemessungsschlammalter in Tagen

Diese Gleichung ist jedoch lediglich ein empirisch abgeleitetes Polynom und keine funktionale Beschreibung der ablaufenden Prozesse. Die maximale Abweichung von den Werten nach Tabelle 2.2 liegt unter 4 %.

### 2.2.2.3 Schlammproduktion und Schlammindex

Der Schlammproduktion liegen zwei Effekte zugrunde, die sehr stark von der Abwassertemperatur abhängig sind: Die Umsatzgeschwindigkeit bzw. die Vermehrung der Biomasse und deren Absterben nehmen mit der Temperatur stark zu. Die Vermehrung der Biomasse ist aber gleichzeitig von der Aufenthaltszeit bzw. dem Schlammalter abhängig, das mit steigender Temperatur stark abnimmt. Damit liegen zwei gegenläufige Effekte vor, die letztlich auf den gleichen Grundprozess, das Wachstum der Mikroorganismen mit der entsprechenden Temperaturabhängigkeit zurückzuführen sind. Diese beiden Effekte heben sich weitgehend gegenseitig auf, woraus sich die Beobachtung erklärt, dass die Änderung der Schlammproduktion in Abhängigkeit von der Temperatur relativ gering ist. Die wesentlichen direkten Einflussgrößen sind dagegen die Menge des abgebauten Substrats, das Schlammalter und die Feststoffe im Zulauf.

Zur Ermittlung der Schlammproduktion in höheren Temperaturbereichen standen insgesamt 35 Versuchsreihen der Versuchsanlagen Ölbachtal und Düsseldorf zur Verfügung. In der Anlage Ölbachtal wurden zur Bestimmung des Mindestschlammalters überwiegend Grenzbedingungen gefahren. Sie zeigten deutlich verschiedene Einflüsse auf die Schlammproduktion auf. Als Bemessungswerte sind die hierbei ermittelten Daten jedoch weniger geeignet als die Daten der Versuchsanlage Düsseldorf, die im Normalbetrieb und nur in verschiedenen Temperaturstufen gefahren wurde. Die abgeleiteten Bemessungsempfehlungen stützen sich deshalb primär auf die Versuche der Anlage Düsseldorf.

Bei dem Vergleich der verschiedenen Bemessungsempfehlungen mit den Versuchsergebnissen fiel auf, dass einige Bemessungsempfehlungen, die die Schlammproduktion sehr detailliert und mit mehreren zu definierenden Parame-

tern berechnen, zu den größten Abweichungen von den Versuchsergebnissen führten. Die geringsten Abweichungen lieferte der einfache, in den Empfehlungen der EPA (1993) als „classical“ bezeichnete Ansatz. Mit den empfohlenen Standardwerten für den Ertragskoeffizienten und die Absterberate sowie den in Deutschland üblichen Bezeichnungen lautet dieser Ansatz:

$$Y_{net} = \frac{0,5 \cdot \Delta CSB}{1 + 0,1 \cdot t_{TS,aerob}} \quad (2.2)$$

mit:  $Y_{net}$  : Nettobiomassenproduktion als oTS

Die maximale Abweichung von den Versuchsergebnissen lag bei Anwendung dieser Gleichung bei ca. 20 %. Im Vergleich zu weiteren Bemessungsempfehlungen und in Anbetracht der unvermeidbaren Unterschiede in der Schlammproduktion ergaben sich auch bei Anwendung des Ansatzes der Hochschulgruppe (HSG, 1989) und des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) befriedigende Abweichungen von den Versuchsergebnissen. Die maximalen Abweichungen lagen hier bei ca. 30 und 50 %. Zu Gleichung (2.2) ist anzumerken, dass sie keinen Term zur Berücksichtigung der abfiltrierbaren Stoffe im Zulauf enthält und damit auch besondere Verhältnisse bezüglich der abfiltrierbaren Stoffe im Zulauf nicht berücksichtigt werden können.

Die in der Literatur (z. B. Kunst et al., 2000) mitunter beschriebenen und in warmen Ländern zu beobachtenden schlechten Absetzeigenschaften des Belebtschlammes bzw. die ungünstigen Werte des Schlammindex bei hohen Temperaturen konnten nicht beobachtet werden. Abgesehen von einigen Versuchen im Grenzbereich des Belebungsverfahrens war der Schlammindex bei hohen Temperaturen durchgehend wesentlich niedriger und weniger schwankend als bei niedrigen Temperaturen. Er lag bei der Referenztemperatur von 15 °C überwiegend zwischen 150 und 200 ml/g, bei 30 °C jedoch nur zwischen 50 und 100 ml/g. Eine derartige Verbesserung des Schlammindexes mit steigender Temperatur wird auch in der Literatur beschrieben (z. B. Chevakiđagarn et al., 2001). Das in warmen Regionen häufig beobachtete, schlechte Absetzen des Belebtschlammes lässt sich in vielen Fällen durch Mängel in der Bemessung der Anlage oder der Betriebsführung erklären. Häufig führen unkontrollierte Abbauprozesse in der Nachklärung zu dem schlechten Absetzverhalten. Diese Erfahrungen und die vorliegenden Versuchsergebnisse legen die Vermutung nahe, dass auch ungünstige Schlammindexe bei hohen Temperaturen nicht auf die Temperatur, sondern auf andere Einflüsse zurückzuführen sind. Da in den vorliegenden Versuchen jedoch nur der Schlammindex erfasst wurde und nicht das Absetzverhalten selbst oder

das Zusammenwirken von Nachklärung und Belebungsbecken, wird für die Bemessung vorläufig die Beibehaltung der Erfahrungswerte für den Schlammindeks aus dem mittleren Temperaturbereich vorgeschlagen.

#### 2.2.2.4 Abbauraten von CSB, Ammonium und Nitrat

Die Abbauraten wiesen in Abhängigkeit von den Versuchsbedingungen naturgemäß erhebliche Streuungen auf. Trotzdem zeigte sich ein starker Einfluss der Abwassertemperatur. Als Größenordnung für den Abbau von CSB und Ammonium lässt sich angeben, dass sich die Abbauraten bei einer Abwassertemperatur von 30 °C gegenüber 15 °C in etwa verdoppeln. Die Abbauraten sind hierbei als  $\Delta\text{CSB}/\text{TS}_{\text{BB}}/t$  und  $\Delta\text{NH}_4\text{-N}/\text{TS}_{\text{BB}}/t$  in g/g/d bzw. mg/g/d definiert.

Der Abbau von Nitrat durch die denitrifizierende Biomasse ist ebenfalls stark temperaturabhängig. Auch hier wurde größenordnungsmäßig bei 30 °C eine Verdoppelung der Denitrifikationsrate im Vergleich zu 15 °C beobachtet. Voraussetzung hierfür ist erwartungsgemäß das Vorhandensein von ausreichenden Kohlenstoffverbindungen. In Versuchsreihen mit geringen C/N-Verhältnissen wurden keine hohen Denitrifikationsraten erreicht, und zwar unabhängig von der eingestellten Versuchs- oder Referenztemperatur.

#### 2.2.2.5 Einfluss hoher Salzkonzentrationen

In den Versuchen zum Einfluss hoher Salzkonzentrationen wurde die Laborbelebungsanlage je nach Versuchsziel mit künstlichem Abwasser oder unter Zugabe von natürlichem Abwasser des Klärwerks Bochum-Ölbachtal betrieben. Durch die Zugabe von Natriumchlorid wurden Salzgehalte von bis zu 10 g/l eingestellt, was in etwa einem Drittel der Konzentration von Meerwasser entspricht. Die Leitfähigkeit stieg hierbei von ca. 1 auf ca. 20 mS/cm an. Die Abwassertemperatur lag bei 25 °C.

Die Abbauraten, gemessen als  $\Delta\text{CSB}/\text{TS}_{\text{BB}}/t$  und  $\Delta\text{NH}_4\text{-N}/\text{TS}_{\text{BB}}/t$ , sanken bei Salzgehalten von 10 g/l für den CSB und Ammonium auf ca. 25 bzw. 35 % des Ausgangswertes ab. Dieses Ergebnis entspricht Literaturangaben, die bei dieser oder höheren Salzkonzentrationen übereinstimmend einen beträchtlichen Abfall der Abbauraten beschreiben. Als kritische Grenze, bei der sich ein Einfluss der erhöhten Salzkonzentrationen bemerkbar macht, ergab sich, ebenfalls in Übereinstimmung mit Literaturangaben, ein Salzgehalt von ca. 4 g/l NaCl. Zur Sicherheit wird empfohlen, bei Salzgehalten über 3 g/l Abbauversuche durchzuführen. Dieser Wert entsprach in den Versuchen einer Leitfähigkeit von 3-5 mS/cm. (Vergleichswerte: Süßwasser: 0,03-3 mS/cm, Meerwasser 45-55 mS/cm).

### 2.2.2.6 Einfluss niedriger Zulaufkonzentrationen

Die Untersuchungen zum Einfluss niedriger Zulaufkonzentrationen wurden bei 25 und 30 °C in Anlehnung an Erhebungen in Thailand mit CSB-Konzentrationen zwischen 100 und 159 mg/l und  $N_{\text{Ges}}$ -Konzentrationen zwischen 23 und 29 mg/l durchgeführt (Wöffen, 2008). Das C/N-Verhältnis von anfänglich 6,7 wurde im Laufe der Versuche auf 3,5 abgesenkt. Die Versuche bestätigten auch für niedrige Zulaufkonzentrationen bei hohen Abwassertemperaturen, dass die Denitrifikationsleistung in erster Linie von der Verfügbarkeit ausreichender Kohlenstoffverbindungen abhängt. Durch eine Verlängerung der Denitrifikationszeiten konnte zwar die Gesamtelimination des Stickstoffs erhöht werden, dies würde aber in der Praxis sehr große Denitrifikationsvolumina erfordern. Die bekannte Methode der Zudosierung von externem Kohlenstoff ist somit auch bei niedrigen Zulaufkonzentrationen und gleichzeitig hohen Temperaturen zu empfehlen.

Die absolute Schlammproduktion, bezogen auf Einwohnerwerte oder die zufließende Abwassermenge, war bei niedrigen Zulaufkonzentrationen gering. Die spezifische Schlammproduktion jedoch, bezogen auf den eliminierten CSB, entsprach bekannten Erfahrungswerten. Dies bedeutet, dass zur Abschätzung der Schlammproduktion Bemessungsempfehlungen gewählt werden sollten, die von dem abgebauten Substrat (als BSB oder CSB) ausgehen. Dies ist zum Beispiel bei den drei in Kapitel 2.2.2.2 erwähnten Empfehlungen (EPA, 1993; ATV-DVWK, 2000; HSG, 1989) der Fall.

### 2.2.3 Energieverbrauch und Kosten

Die bestimmenden Parameter für das Volumen der Belebungsbecken sind das Bemessungsschlammalter, die Schlammproduktion und der Feststoffgehalt im Belebungsbecken. Da sich die Schlammproduktion als wenig temperaturabhängig erwies, wird unter Annahme eines gleichen Feststoffgehaltes das Belebungsvolumen weitgehend vom Bemessungsschlammalter bestimmt. Das bedeutet, dass bei höheren Abwassertemperaturen wesentlich kleinere Belebungsvolumina ausreichen. Danach reduziert sich zum Beispiel das Belebungsvolumen bei einer Bemessungstemperatur von 20 °C gegenüber 12 °C um etwa die Hälfte. Voraussetzung ist, dass eine ausreichende Belüftung sichergestellt werden kann. Aus dieser Reduzierung des Belebungsvolumens können sich bei höheren Temperaturen erhebliche Kosteneinsparungen ergeben. Es ist allerdings zu beachten, dass diese Einsparungen länderspezifisch sind. Bei einem Vergleich mit deutschen Verhältnissen ist z. B. zu berücksichtigen, dass in vielen Ländern die Bauwerkskosten gegenüber den Ausrüstungskosten eines Klärwerks deutlich niedriger sind. Das

bedeutet, dass die Kosteneinsparungen durch ein kleineres Belegungsvolumen geringer ausfallen können als nach deutschen Verhältnissen zu erwarten wäre.

Bezüglich des Energieverbrauchs durch die Belüftung wird auf Kapitel 2.3 verwiesen, das sich speziell mit der Belüftung von Belebungsanlagen befasst.

#### 2.2.4 Literatur

- ATV-DVWK (2000) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- Chevakidagarn, P., Orth, H. und Ratanachai, C. (2001) Operational measures for improving nutrient removal by the conventional activated sludge process under tropical temperature conditions. In: Proceedings 2<sup>nd</sup> IWA World Water Congress, Berlin
- Degrémont (1991) Water treatment handbook. 6. Aufl., Degrémont, Bd. 1 und 2, Rueil-Malmaison
- Degrémont (2005) Memento technique de l'eau. Bd. 1 und 2, 10. Aufl., Degrémont Suez, Rueil-Malmaison Cedex
- EPA (1993) Design Manuel for Nitrogen Control. US Environmental Protection Agency, Technomic Publishing Company, Lancaster
- Henze, M., Harremoës, P., Cour Jansen, J. und Arvin, E. (2002) Wastewater treatment – biological and chemical processes. 3. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- HSG (1989) Bemessung der Stickstoffelimination in der Abwasserreinigung – Ergebnisse eines Erfahrungsaustauschs der Hochschulen. Bearbeiter: Böhnke, B., Korrespondenz Abwasser, 36. Jahrg., Heft 9
- Ichimura, K., Takahashi, M. und Suzuki, Y. (1994) Design manual for nutrient removal and recent progress of retrofitting of existing plants to nutrient removal process. In: 6th Workshop on Wastewater and Sludge Treatment. 4.-6.10.1994, Karlsruhe
- Kunst, S., Helmer, C. und Knoop, S. (2000) Betriebsprobleme auf Kläranlagen durch Blähschlamm, Schwimmschlamm, Schaum – Handbuch zur Identifizierung und Bekämpfung fadenförmiger Bakterien. Springer, Berlin
- Metcalf & Eddy (2003) Wastewater engineering – Treatment and Reuse. Tchobanoglous, G., Burton, F. und Stensel, H., Metcalf and Eddy Inc., Mc Graw Hill, Boston
- Ruhr-Universität Bochum (2005) Anforderungen an die Abwassertechnik in anderen Ländern. Orth, H. (Hrsg.), Projektabschlussbericht, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik an der Ruhr-Universität Bochum

- Sperling, M. von, Lemos Chernicharo, C., Andreoli, C. V. und Fernades, F. (2005) Biological wastewater treatment in warm climate regions – volume one and two. IWA publishing, London, Seattle
- Water Research Commission WRC (1984) Theory, design and operation of nutrient removal activated sludge process. Water Research Commission, University of Cape Town, Cape Town
- Wöffen, B. (2008) Untersuchung der Auswirkung geringer Zulaufbelastungen auf das Belebungsverfahren. Diplomarbeit im Studiengang Umwelttechnik und Ressourcenmanagement der Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik an der Ruhr-Universität Bochum

## **2.3 Belüftungssysteme in kalten und warmen Klimaten**

*M. Wagner und T. Günkel*

### **2.3.1 Einleitung**

Das aerobe Belebungsverfahren ist national und international eines der vorrangig angewandten Verfahren zur biologischen Abwasserbehandlung. Grundlage des Belebungsverfahrens und von wesentlicher Bedeutung für eine betriebssichere und prozessstabile Reinigung des Abwassers ist die Sauerstoffversorgung der Mikroorganismen. Diese wird durch die Sauerstoffzufuhr über Belüftungssysteme sichergestellt. Der gesamte Sauerstoffverbrauch der Mikroorganismen resultiert aus dem Sauerstoffverbrauch für die Oxidation der Kohlenstoffverbindungen und aus dem Sauerstoffbedarf für den Abbau der Stickstoffverbindungen.

Einen entscheidenden Einfluss auf die biologische Abwasserreinigung hat die Abwassertemperatur. Die Abwassertemperatur liegt in Deutschland in einem mittleren Bereich von 10-20 °C. International wird der mittlere Abwassertemperaturbereich in einer Spanne von 3-27 °C angegeben (Metcalf & Eddy, 2003). Die Wassertemperatur beeinflusst alle ablaufenden Prozesse bei der biologischen Abwasserbehandlung und wirkt sich somit sowohl auf den Sauerstoffverbrauch als auch auf die Sauerstoffzufuhr aus.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden die in Deutschland bekannten Belüftungssysteme hinsichtlich ihrer Eignung in warmen und kalten Klimaten bei Wassertemperaturen von 5-30 °C untersucht.

### **2.3.2 Stand des Wissens und der Technik**

#### **2.3.2.1 Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs**

Die Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs erfolgt in Deutschland nach dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000). Der gesamte Sauerstoffverbrauch setzt sich aus dem Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffelimination, dem Sauerstoffbedarf für die Nitrifikation und der „Einsparung“ aus der Denitrifikation zusammen. Der Sauerstoffverbrauch für den Kohlenstoffabbau resultiert aus zwei Komponenten: dem Abbau der gelösten organischen Substanz im Abwasser und der endogenen Atmung, dem Grundverbrauch. Der mittlere Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffelimination ergibt sich aus den beiden Anteilen für die Oxidation der Kohlenstoffverbindung und die endogene Atmung, nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) über:

$$OV_{d,C} = B_{d,BSB} \cdot \left( 0,56 + \frac{0,15 \cdot t_{TS} \cdot F_T}{1 + 0,17 \cdot t_{TS} \cdot F_T} \right) \quad (2.3)$$

mit:  $OV_{d,C}$  : mittlerer Sauerstoffverbrauch für den Kohlenstoffabbau in kg/d  
 Für die Substratatmung wird der Sauerstoffverbrauch durch die Oxidation der abbaubaren organischen Kohlenstoffverbindungen verursacht und ergibt sich daher aus der zufließenden organischen Schmutzfracht  $B_{d,BSB}$  in kg/d. Die endogene Atmung wird vorwiegend durch das Schlammalter  $t_{TS}$  in Tagen bestimmt, welches mit den bekannten Gleichungen entsprechend dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) berechnet wird. Je höher das Schlammalter ist, desto größer wird die endogene Atmung.

Die für die Nitrifikation benötigte Sauerstoffmenge ergibt sich wie auch die durch Denitrifikation eingesparte Sauerstoffmenge rein stöchiometrisch aus der Masse des zu oxidierenden Stickstoffs  $B_{d,N}$  in kg/d bzw. entsprechend der Fracht des zu denitrifizierenden Stickstoffs  $B_{d,D}$  in kg/d.

$$OV_{d,N} = \frac{Q_d \cdot 4,3 \cdot (S_{NO3,D} - S_{NO3,ZB} + S_{NO3,AN})}{100} \quad (2.4)$$

$$OV_{d,D} = \frac{Q_d \cdot 2,9 \cdot S_{NO3,D}}{1000} \quad (2.5)$$

Da die Zulaufganglinien üblicherweise einen ausgeprägten Tagesgang aufweisen, müssen bei der Bemessung des Belüftungssystems zur Abdeckung der Spitzenzeiten Stoßfaktoren  $f_C$  bzw.  $f_N$  berücksichtigt werden.

$$OV_{h,max} = \frac{f_C \cdot (OV_{d,C} - OV_{d,D}) + f_N \cdot OV_{d,N}}{24} \quad (2.6)$$

mit:  $OV_{h,max}$  : benötigte maximale Sauerstoffmenge in kg/h

### 2.3.2.2 Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr

Nach der Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs und der Festlegung der benötigten Sauerstoffkonzentration im Belebungsbecken ergibt sich die erforderliche Sauerstoffzufuhr für durchgehend belüftete Belebungsanlagen nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) entsprechend nachstehender Gleichung:

$$erf. OC = OV_{h,max} \cdot \frac{C_s}{(C_s - C_x) \cdot \alpha} \quad (2.7)$$

mit: erf. OC : erforderliche Sauerstoffzufuhr in kg/d

Bei Belebungsbecken, die intermittierend belüftet werden, sind die belüftungsfreien Zeiten entsprechend Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) zu berücksichtigen.

Bei der Ermittlung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr (erf.  $\alpha OC$ ) erfolgt der Einfluss der Wassertemperatur über den temperaturabhängigen Sauerstoffverbrauch ( $OV_h$ ) und die temperaturabhängige Sauerstoffsättigungskonzentration  $C_S$ .

### 2.3.3 Empfehlungen

#### 2.3.3.1 Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs

Die Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs über das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) liefert im internationalen Vergleich gute und plausible Ergebnisse (vgl. Scheer, 1998). Der dominierende Parameter für die Bemessung von Belebungsanlagen, das Schlammalter  $t_{TS}$ , reagiert sehr stark auf die auslegungsrelevante Wassertemperatur (vgl. Kapitel 2.2). Über das Schlammalter erfährt das Volumen des Belebungsbeckens maßgebend seine Temperaturabhängigkeit ebenso wie die Ermittlung des Sauerstoffverbrauchs bei der Kohlenstoffelimination. Es wird empfohlen, die Bemessung des Sauerstoffverbrauchs nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) durchzuführen.

Tabelle 2.3: Stoßfaktoren für den Sauerstoffverbrauch (abgeleitet nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131, 2000)

Aerobes Schlammalter in d	1,8	2,7	4	6	8	10	15	20
	Stoßfaktoren							
$f_C$	1,4	1,35	1,3	1,25	1,2	1,2	1,15	1,13
$f_N$ für $B_{d,BSB,Z} < 1.200 \text{ kg/d}$	3,0	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5	2,0	1,75
$f_N$ für $B_{d,BSB,Z} > 6.000 \text{ kg/d}$	2,5	2,4	2,3	2,1	2,0	1,8	1,5	1,35

Den Sauerstoffverbrauch für die Tagesspitze ( $OV_{h,max}$ ) erhält man über Gleichung (2.6). Der Stoßfaktor  $f_C$  stellt das Verhältnis des Sauerstoffverbrauchs für die Kohlenstoffelimination in der Spitzenstunde zum durchschnittlichen Sauerstoffverbrauch dar. Der Stoßfaktor  $f_N$  ist gleich dem Verhältnis der TKN-Fracht in der 2-h-Spitze zur 24-h-Durchschnittsfracht (ATV-DVWK, 2000). Die Stoßfaktoren sind im Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) in Abhängigkeit vom aeroben Schlammalter angegeben, allerdings nur in einem Bereich von 4-25 d für  $f_C$  und von 8-25 d für  $f_N$ . In Tabelle 2.3 sind die Stoßfaktoren für niedrige und hohe

aerobe Schlammalter von 1,8 d bis 20 d und dementsprechend für Wassertemperaturen von ca. 5 °C bis 30 °C abgeleitet dargestellt.

Die Stoßfaktoren können länderspezifisch reduziert werden, wenn anstelle der Überwachung der Ablaufkonzentrationen mit 2-h-Mischproben 24-h-Mischproben herangezogen werden. Des Weiteren kann die Bewirtschaftung des Zulaufs durch den Betrieb von Speicher-, Misch- und Ausgleichsbecken bei der Ermittlung der Stoßfaktoren berücksichtigt werden.

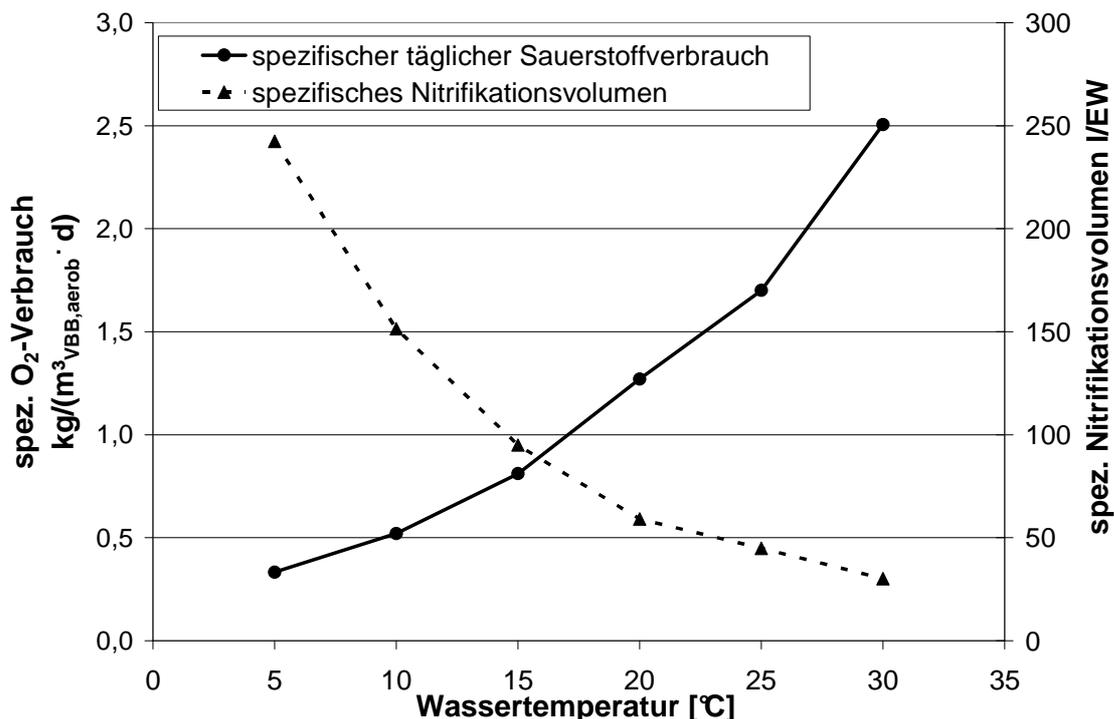


Bild 2.1: Temperaturabhängigkeit des spezifischen Nitrifikationsvolumen und des spezifischen täglichen Sauerstoffverbrauchs (Beispielrechnung)

Der Sauerstoffverbrauch für die Kohlenstoffelimination, berechnet mit dem temperaturabhängigen Schlammalter, nimmt mit steigender Temperatur leicht ab. Der Sauerstoffverbrauch durch die Nitrifikation und auch die Sauerstoffeinsparung durch die Denitrifikation bleiben in Abhängigkeit von der Wassertemperatur konstant. Bezieht man den gesamten Sauerstoffverbrauch auf das aerobe Nitrifikationsvolumen, steigt dieser spezifische Sauerstoffverbrauch mit steigender Wassertemperatur stark an. Dies soll im Folgenden anhand einer beispielhaften Auslegung einer Belebungsanlage für Wassertemperaturen von 5-30 °C nach dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) verdeutlicht werden. Das Beispiel bezieht sich auf eine Anlage für 50.000 EW, weitergehende Stickstoffelimination,

Zulaufdaten nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000), Grenzwerte nach Abwasserverordnung (Größenklasse 4), ohne Vorklä rung,  $TS_{BB}$  für alle Temperaturen 4 g/l, aerobes Schlammalter in Abhängigkeit von der Wassertemperatur.

Im Bild 2.1 sind der spezifische Sauerstoffverbrauch und das aerobe Belebungsbeckenvolumen dargestellt. Das spezifische Nitrifikationsvolumen in l/EW sinkt durch die starke Abnahme des Schlammalters sehr stark mit steigender Wassertemperatur. Dementsprechend steigt der temperaturabhängige Verlauf des spezifischen Sauerstoffverbrauchs.

### 2.3.3.2 Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr

Zur Berechnung der erforderlichen Sauerstoffzufuhr sollte abweichend vom Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) der nachstehende Ansatz, der von Pöpel / Wagner entwickelt wurde, gewählt werden, da hier die Wassertemperatur sowie die Druckverhältnisse im Belebungsbecken berücksichtigt werden. Die erforderliche Sauerstoffzufuhr wird über diese Gleichung (2.8) genauer berechnet, was sich bei einer Wassertemperatur ab 20 °C und auch bei tiefen Belebungsbecken bezüglich der geringeren Gebläseleistung positiv auswirkt.

$$erf. OC = OV_h \cdot \frac{f_d \cdot C_{S,20}}{(f_d \cdot C_{S,T} - C_x) \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \alpha} \quad (2.8)$$

- mit:
- erf. OC : erforderliche Sauerstoffzufuhr bezogen auf 20°C in kg/d
  - $f_d$  : Tiefenfaktor aus  $f_d = 1 + (d_e/20,7)$  für Druckluftbelüftung
  - $f_d$  : Tiefenfaktor aus  $f_d = 1 + (h_{bb}/150)$  für Oberflächenbelüftung
  - $d_e$  : Einblastiefe in m
  - $h_{bb}$  : Beckentiefe in m
  - $C_{S,20}$  : Sauerstoffsättigungskonzentration bei 20°C in mg/l
  - $C_{S,T}$  : Sauerstoffsättigungskonzentration bei T in mg/l
  - $C_x$  : Faktor mit 0,5 – 2 in mg/l
  - $\theta$  : Temperaturkorrekturkoeffizient mit  $\theta = 1,024$
  - $\alpha$ -Wert : mit  $\alpha = 0,6$  für Druckluftbelüftung
  - $\alpha$ -Wert : mit  $\alpha = 0,95$  für Oberflächenbelüftung

Bei tiefen Belebungsbecken ist es sinnvoll, im Gegensatz zur Bemessung nach dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) den Einfluss der Einblastiefe zu berücksichtigen. In Bild 2.2 sind die spezifische Sauerstoffzufuhr nach dem herkömmlichen Ansatz nach ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) und

nach dem weiteren Ansatz nach Pöpel / Wagner beispielhaft für Druckluftbelüftung bei unterschiedlichen Wassertemperaturen und das entsprechende Einsparpotenzial dargestellt.

Bei Wassertemperaturen über 20 °C wird nach dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) die spez. Sauerstoffzufuhr überschätzt. Wird der weitere Ansatz von Pöpel / Wagner angewendet, kann bei einer Wassertemperatur von 30 °C eine um ca. 10 % niedrigere Sauerstoffzufuhr veranschlagt werden. Bei 25 °C liegt die Sauerstoffzufuhr um ca. 8 % und bei 20 °C um ca. 5 % niedriger. Bei Wassertemperaturen unter 20 °C tritt zwischen den Berechnungsansätzen bezogen auf die Wassertemperatur zwischen 5 °C und 20 °C kein Unterschied auf.

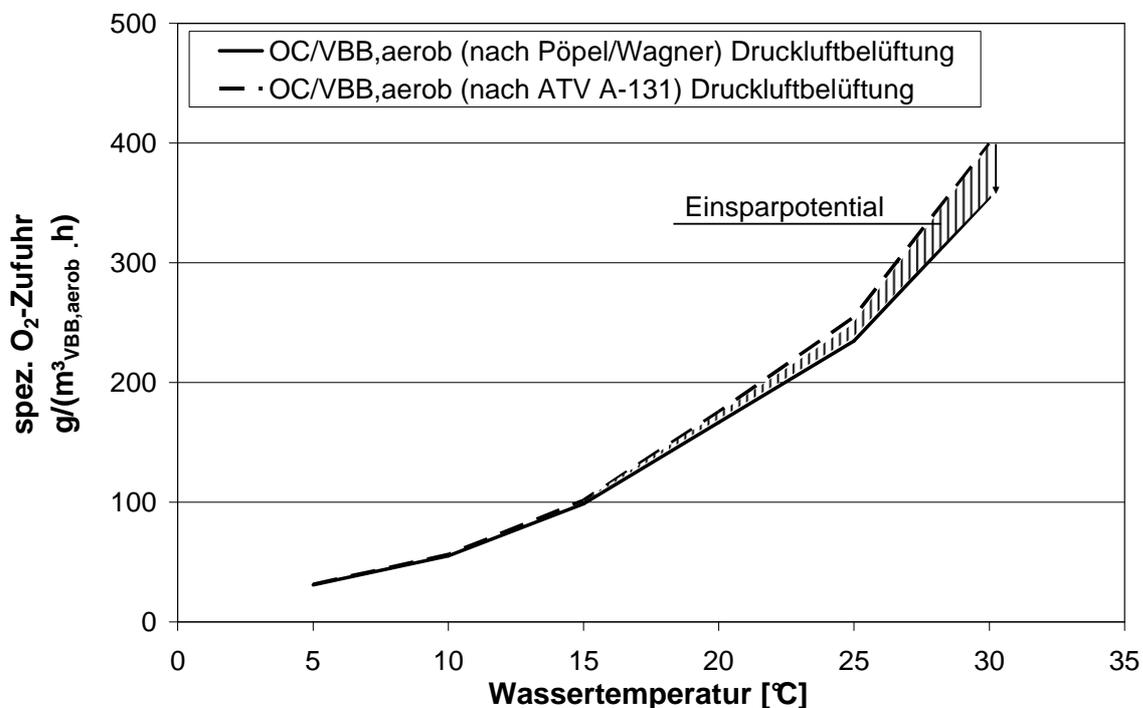


Bild 2.2: spezifische Sauerstoffzufuhr nach ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) und nach dem empfohlenen Ansatz Pöpel / Wagner (Beispielrechnung)

Die Sauerstoffzufuhr ist nach dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) für die maßgebenden Belastungszustände zu ermitteln. Bei Anlagen ohne Jahrgang tritt der höchste Sauerstoffverbrauch im Sommer auf. In kalten Klimaten sind die Lastfälle für die Wassertemperaturen von 10 °C und 15 °C zu prüfen, in warmen Klimaten für 20 °C und 30 °C.

### **Druckluftbelüftung**

Nach Ermittlung der Sauerstoffzufuhr erfolgt bei der Druckluftbelüftung die Berechnung des erforderlichen Luftvolumenstroms. Der Luftvolumenstrom wird bei Wassertemperaturen zwischen 10 °C und 20 °C üblicherweise mit einem Bereich von 1 bis maximal 2 m<sup>3</sup>/(m<sup>3</sup><sub>VBB</sub>·h) angenommen. Bei Wassertemperaturen unter 10 °C können aufgrund der niedrigeren erforderlichen Sauerstoffzufuhr 0,5 m<sup>3</sup>/(m<sup>3</sup><sub>VBB</sub>·h) ausreichen. Bei hohen Wassertemperaturen muss hingegen mit spezifischen Luftvolumenströmen bis zu 4 m<sup>3</sup>/(m<sup>3</sup><sub>VBB</sub>·h) gerechnet werden. Nach Ermittlung der Luftvolumenströme folgt die Berechnung der Anzahl der benötigten Belüftungselemente. Werden aufgrund der kleineren Luftvolumenströme bei niedrigen Wassertemperaturen wenige Belüftungselemente installiert, muss darauf geachtet werden, dass es nicht zu Durchmischungsproblemen kommt. Bei hohen Wassertemperaturen (hohe Luftvolumenströme) muss hingegen geprüft werden, ob die notwendige Anzahl an Belüftungselementen technisch sinnvoll im Belebungsbecken untergebracht werden kann. Dies kann bei ungünstiger Konstellation ab einer Wassertemperatur von 25 °C zu Problemen führen.

### **Oberflächenbelüftung und Injektorbelüftung**

Die Auslegung von Oberflächenbelüftungssystemen und Injektorbelüftungssystemen ist stark vom Einzelfall abhängig. Es gelten für diese beiden Systeme keine allgemeinen Gleichungen oder Auslegungsregeln bezüglich der Leistungswerte, da diese Angaben herstellerspezifisch sind.

Allgemein gilt auch hier, dass im Einzelfall geprüft werden muss, ob bei niedrigen Wassertemperaturen, bei denen eine geringe Sauerstoffzufuhr ausreichen kann, um den Sauerstoffverbrauch sicherzustellen, die notwendige Durchmischung gewährleistet ist. Ebenso ist bei hohen Wassertemperaturen zu prüfen, ob die hohe spezifische Sauerstoffzufuhr technisch sinnvoll in das Belebungsbecken eingetragen werden kann.

#### **2.3.3.3 Planung und Betrieb von Belüftungssystemen**

Unter den folgenden planerischen und betrieblichen Empfehlungen sind Anforderungen an Belüftungssysteme in kalten und warmen Klimaten zu verstehen.

Allgemein gilt für kalte als auch für warme Klimaten:

- Bei den in Deutschland bekannten Belüftungssystemen kann bezüglich der Wassertemperatur keines mit einem Vorteil noch mit einem Nachteil beschrieben werden.

- Vor allem in kalten und warmen Klimaten ist es unbedingt sinnvoll, Hersteller von Belüftungssystemen frühzeitig in die Planung mit einzubeziehen.
- Zwischen der Wassertemperatur und dem  $\alpha$ -Wert besteht kein Zusammenhang. Der  $\alpha$ -Wert ist unabhängig von der Wassertemperatur. Es gelten für alle Wassertemperaturen die bisher gültigen Annahmen für den  $\alpha$ -Wert (Mueller et al., 2002) von  $\alpha = 0,6$  für Druckluftbelüftungssysteme und  $\alpha = 0,95$  für Oberflächenbelüftungssysteme.
- Grundsätzlich sollten Druckluftgebläse in einem Gebläsehaus aufgestellt und Oberflächenbelüftungssysteme eingehaust werden.
- Sauerstoffzufuhrmessungen sollten in einem Wassertemperaturbereich von 8-25 °C durchgeführt werden. In diesem Bereich kann bei der Umrechnung des Belüftungskoeffizienten  $k_{LaT}$  auf den Standardwert  $k_{La20}$  der in allen national (DWA, 2007) und international maßgebenden Messanleitungen aufgeführte Temperaturkorrekturfaktor  $\Theta = 1,024$  angewendet werden. Bei niedrigen Wassertemperaturen (~ 5 °C) und bei hohen Wassertemperaturen (~ 30 °C) ist die Umrechnung des  $k_{LaT}$ -Wertes auf den  $k_{La20}$ -Wert fehlerbehaftet.

In kalten klimatischen Regionen mit einem Wassertemperaturbereich unter 10°C und dementsprechend auch niedrigen Lufttemperaturen sind folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Bei Oberflächenbelüftungssystemen ist darauf zu achten, dass durch Eisbildung keine Unwuchten entstehen, die zu Schäden an Getrieben und an den Motoren führen können.
- Bei Druckluftbelüftungssystemen müssen Kondensatablässe vorgesehen werden, da die Druckluft in den Leitungen im Wasser abkühlt.
- Bei einer Außenaufstellung ist eine Heizung unter den Schallhauben der Gebläse zu installieren.

In warmen klimatischen Regionen mit einem Wassertemperaturbereich von über 25 °C und dementsprechend hohen Lufttemperaturen ist auf Folgendes zu achten:

- Bei der Planung von Belüftungssystemen in warmen Klimaten ist zu berücksichtigen, dass auch bei Anlagen, die nur auf Kohlenstoffelimination bemessen sind, bei hohen Wassertemperaturen eine Nitrifikation stattfinden kann und damit ein erhöhter Sauerstoffverbrauch vorliegt.
- Bei Druckluftbelüftungssystemen ist in warmen Klimaten darauf zu achten, dass die Motoren der Gebläse ausreichend dimensioniert sind und die Gebläse

selbst entweder in einem Gebläsehaus stehen oder bei einer Außenaufstellung zumindest ein Wetterdach vorgesehen wird.

- Die Gefahr von Sandstürmen sollte beachtet werden und deshalb so genannte Sandfallen in den Ansaugschächten der Gebläsehäuser vorgesehen werden.
- Bei sehr hohen Wassertemperaturen sollte darauf geachtet werden, dass die Temperatur der Druckluft an den Belüftungselementen nicht größer als 60°C wird, damit ein Schaden an den Belüftungselementen vermieden wird.

In kalten und warmen Klimaten müssen aber v. a. länderspezifische Aspekte berücksichtigt werden. Dies gilt von der Einhaltung der entsprechenden Grenzwerte bis zur Bevorratung von Ersatzteilen und für die Betreuung und Wartung der Anlagen.

#### **2.3.4 Energieverbrauch und Kosten**

Die Kosten des Belüftungssystems, bezogen auf Investition und den Betrieb sind abhängig von der erforderlichen Sauerstoffzufuhr. Das Belüftungssystem muss jederzeit in der Lage sein, den gesamten Sauerstoffbedarf entsprechend der länderspezifischen gesetzlichen Reinigungsanforderungen abzudecken. Der Sauerstoffbedarf einer Abwasserbehandlungsanlage ergibt sich aus einer Vielzahl verschiedener Abhängigkeiten. Diese müssen sowohl bei der Planung als auch im Betrieb berücksichtigt werden, um eine Minimierung des Sauerstoffverbrauchs und somit der Belüftungskosten zu erzielen.

Da keines der bekannten Belüftungssysteme bezüglich der Wassertemperatur mit einem Vorteil noch mit einem Nachteil beschrieben werden kann, lässt sich auch bezogen auf die Kosten und den Energieverbrauch nicht aussagen, welches Belüftungssystem in kalten oder warmen Klimaten wirtschaftlicher ist. Die Bewertung der Leistungsfähigkeit von Belüftungssystemen erfolgt über die erforderliche Sauerstoffzufuhr und den dafür notwendigen Energiebedarf. Berücksichtigt werden müssen die verschiedensten Einzelkomponenten von Motor- oder Gebläseleistungen bis zur effektiven Sauerstoffzufuhr der Belüftungsaggregate. Allgemein gilt, dass durch eine technisch sinnvolle Planung und an die länderspezifischen Rahmenbedingungen angepasste Ausführung der Belüftungssysteme Kosten und Energieverbrauch gering gehalten werden können.

### 2.3.5 Literatur

- ATV-DVWK (2000) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- DWA (2007) Merkblatt DWA-M 209 Messung der Sauerstoffzufuhr von Belüftungseinrichtungen in Belebungsanlagen in Reinwasser und in belebtem Schlamm. DWA Fachausschuss KA 6 Aerobe biologische Abwasserreinigungsverfahren, Hennef
- Metcalf & Eddy (2003) Wastewater Engineering – Treatment and Reuse. Fourth Edition, McGraw-Hill International Edition, New York
- Mueller, J. A., Boyle, W. C. und Pöpel, H. J. (2002) Aeration: Principles and Practice. CRC Press LLC, Boca Raton
- Scheer, H. (1998) Bemessungen von Kläranlagen auf Stickstoff- und Phosphorelimination im internationalen Vergleich. In: Schriftenreihe des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover, Heft 102
- Wagner, M., Loock, P. und Guenkel, T. (2007) Möglichkeiten der Energieeinsparung auf Kläranlagen mit modernen Belüftungssystemen. In: 35. Abwassertechnisches Seminar: Ertüchtigungen von Kläranlagen, Berichte aus Siedlungswasserwirtschaft, Technische Universität München

## 2.4 Einsatz des Tropfkörperverfahrens unter länderspezifischen Einflussfaktoren

*F. Chui Pressinotti, J. Krampe und H. Steinmetz*

### 2.4.1 Stand des Wissens und der Technik

Die in der Literatur am häufigsten verwendeten Bemessungsansätze für die Auslegung von einstufigen Tropfkörpern mit und ohne Nitrifikation basieren auf langjährigen Erfahrungswerten oder empirischen mathematischen Gleichungen, die aus der Beobachtung von Leistungskurven bzw. Abbauvorgängen im Tropfkörper gewonnen wurden.

Die deutschen Bemessungsvorgaben sind im Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) zu finden. Im europäischen Raum gilt der Europäische Standard EN 12255-7 (2002), welcher in verschiedenen Sprachen zur Verfügung steht. In den Vereinigten Staaten werden ähnliche Ansätze in zwei „fact sheets“ von der U.S. Environment Protection Agency (EPA 832-F-00-014, 2000 bzw. EPA 832-F-00-015, 2000) angewendet.

Alle diese Ansätze gehen davon aus, dass die organische Raumbelastung für die Reinigungsleistung eines Tropfkörpers maßgeblich ist. Je nach dem gewünschten Reinigungsziel und dem Füllmaterial werden zulässige Raumbelastungen empfohlen, aus denen das Tropfkörpervolumen berechnet werden kann. Ein großer Nachteil dieser Ansätze ist, dass der Einfluss verschiedener Klimabedingungen und insbesondere der Temperatur bei der Volumenermittlung nicht berücksichtigt wird.

Abgesehen von den Aktivitäten der Mikroorganismen werden von der Temperatur auch andere Faktoren beeinflusst, die sich zum Teil sogar gegenläufig auf die Reinigungsleistung eines Tropfkörpers auswirken können (z. B. Diffusion, Sauerstoffzufuhr und -löslichkeit, Biofilmdicke und -ablösung). Erfahrungsgemäß kann jedoch erwartet werden, dass eine Erhöhung der Temperatur zu einer Steigerung der Reinigungsleistung führt. Deren genaue Quantifizierung ist sehr komplex und nach den bisherigen Kenntnissen nur bedingt möglich.

Da die oben genannten Bemessungsangaben auf Erfahrungen in gemäßigten Klimaten basieren, kann ihre Verwendung zu überdimensionierten Anlagen in heißen Klimazonen führen.

Andere mathematische Modellansätze zur Auslegung von Tropfkörpern berücksichtigen zwar die Temperatur, die Abweichungen zwischen den Modellen sind aber bei hohen Temperaturen erheblich. In Bezug auf Tropfkörper zur alleinigen

Kohlenstoffelimination ist die Velz-Gleichung (Parker und Merrill, 1984) von Bedeutung. Zur Kohlenstoffelimination mit Nitrifikation kann der Ansatz von Wolf (1987) verwendet werden, obwohl wenige Erfahrungen mit diesem Ansatz vorliegen. Im Allgemeinen dürfen die bisherigen mathematischen Modellansätze zur Einschätzung des Temperatureffekts nur bedingt verwendet werden. Eine falsche Dimensionierung ist nicht auszuschließen.

Denitrifikations- und nachgeschaltete Tropfkörper sind nicht Bestandteile dieser Arbeit. Zu Denitrifikationstropfkörpern wird auf Rüdiger (1993) und Dorias (1996) bzw. zu nachgeschalteten Tropfkörpern auf Boller und Gujer (1986a und 1986b) verwiesen.

## 2.4.2 Empfehlungen

Die hier stehenden Empfehlungen wurden anhand von Versuchsergebnissen eines halbertechnischen Tropfkörpers (18,4 m<sup>3</sup> Volumen, 2,5 m Durchmesser und 3,9 m Füllhöhe) erarbeitet. Dieser befand sich in einer Klimakammer, in der die Luft auf 30 °C eingestellt wurde. Die Abwassertemperatur wurde auf 25 °C eingestellt. Der Zulauf bestand aus vorgeklärtem Abwasser (BSB<sub>5</sub> / TKN = ca. 4). Zwei Füllmaterialien wurden berücksichtigt: Lavaschlacke (ø 40-80 mm, 90 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>, Hohlraum von ca. 50 %) und Kunststofffüllmaterial (cross-flow 60°, 152 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>, Hohlraum > 95 %).

Im Bereich kleiner Raumbelastungen war aufgrund der bereits erreichten maximalen Wirkungsgrade keine Verbesserung der Kohlenstoffelimination bzw. Nitrifikation im Vergleich zu Literaturdaten zu erkennen. Im Umkehrschluss heißt das, dass die Bemessungsangaben im Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) mit dem Ziel einer vollständigen Nitrifikation für Temperaturen von mindestens ca. 10-12 °C direkt übernommen werden können.

Mit zunehmenden Raumbelastungen sind dagegen eindeutige Verbesserungen der Reinigungsleistung zu beobachten. Zur alleinigen Kohlenstoffelimination mit Lavaschlacke-Tropfkörpern ist bei einer Abwassertemperatur von 25 °C eine Raumbelastung von 1,0 kg BSB<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>·d) möglich, was wiederum ein Volumensparnis von 60 % im Vergleich zu den Angaben im Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) bedeutet. Mit Kunststoff-Tropfkörpern sind umso höhere Raumbelastungen einstellbar. Diese sollen aber infolge der verschiedenen Kunststofffüllmaterialarten durch Versuche bzw. Referenzen bei der Planung belegt werden.

Bei hohen Raumbelastungen findet auch noch eine Teilnitrifikation statt. Da die bisherigen Bemessungsansätze immer von einer vollständigen Nitrifikation ausgehen und nicht auf konkrete Stickstoffablaufwerte bzw. Abbaugrade hinzielen, wird dieses Potential nicht genutzt. Insbesondere in Entwicklungs- bzw. Schwellenländern mit schwächerer Überwachungsanforderung ist dies kritisch zu hinterfragen.

Zur Auslegung von Tropfkörperanlagen unter hohen Temperaturen mit dem Ziel einer Teilnitrifikation können die Ergebnisse des halbtechnischen Tropfkörpers als Orientierung dienen (Bild 2.3).

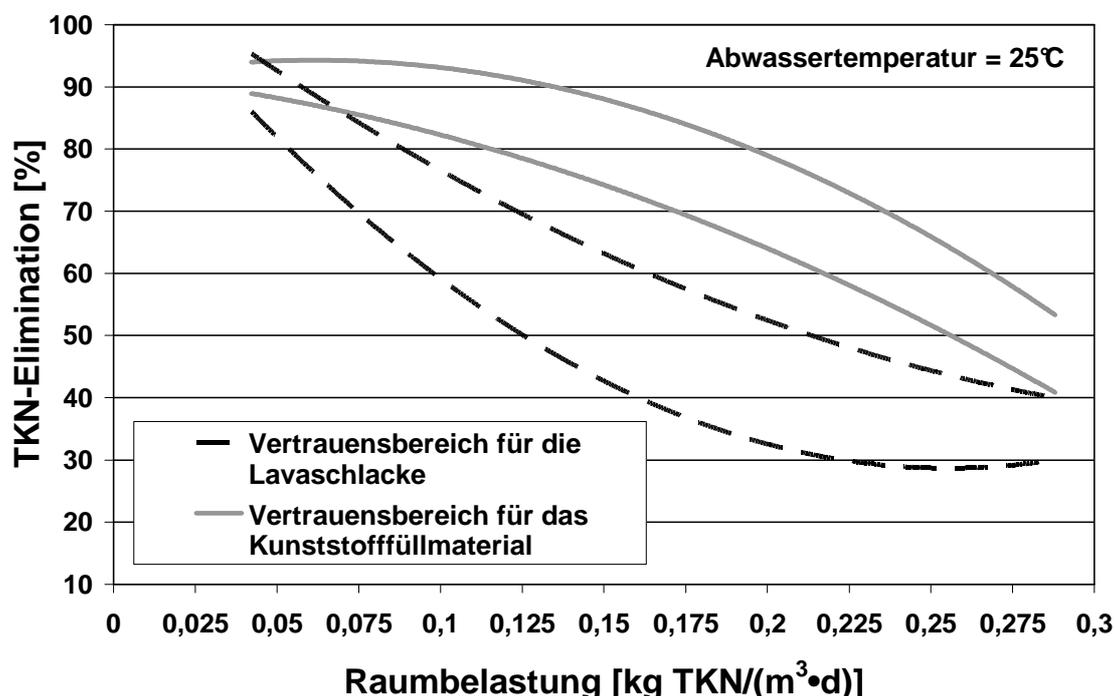


Bild 2.3: TKN-Elimination  $((TKN_{ZU} - NH_4-N_{AB} - 2 \text{ mg/l } N_{org,AB}) / TKN_{ZU})$  für den halbtechnischen Tropfkörper bei einer Abwassertemperatur von 25°C

Die bessere TKN-Elimination des Kunststofffüllmaterials im Vergleich zur Lavaschlacke nach den Versuchsergebnissen kann auf dessen höhere spezifische Oberfläche zurückgeführt werden. Es muss hier aber vermerkt werden, dass verschiedene Füllmaterialien mit gleicher spezifischer Oberfläche unterschiedliche Reinigungsleistungen vorweisen können. Ursache dafür sind die unterschiedlichen Strömungsverhältnisse und Hohlraumanteile.

Die simultane Denitrifikation erwies sich als schwer kontrollierbar, so dass eine Bemessung mit diesem Ziel nicht möglich ist. Hohe Rezirkulationsraten tragen zur Verminderung der Denitrifikation durch die Erhöhung von gelöstem Sauerstoff bei.

Dickere Biofilme, assoziiert mit hohen Tropfzeiten, scheinen nach den Versuchsergebnissen wichtig für die Stabilität der simultanen Stickstoffelimination zu sein.

Beide Füllmaterialien zeigten vergleichbare Tropfzeiten und Dispersionszahlen. Es konnte kein wesentlicher Unterschied der Strömungsverhältnisse festgestellt werden. Hohe Tropfzeiten bei dicken Biofilmen können sich positiv auf die Reinigungsleistung des Tropfkörpers auswirken.

In Regionen, in denen die Luft/Abwasser-Temperaturdifferenzen zwischen -2 und 2 °C liegen, ist es möglich, dass der Tropfkörper durch natürliche Konvektion nicht belüftet wird. Bei kritischen Fällen kann der Einsatz künstlicher Belüfter notwendig sein. In der Bemessung der Belüfter kann eine Luftströmung von mindestens 4 l/(m<sup>2</sup>·s) zugrunde gelegt werden. Dieser Wert wurde bei einem Luft/Abwasser-Temperaturunterschied von ca. 5 °C in der Klimakammer erreicht. Der Kunststoff-Tropfkörper wurde tendenziell besser belüftet als der Lavaschlacke-Tropfkörper, was auf den höheren Hohlraumanteil dieses Füllmaterials zurückgeführt werden kann.

Der halbtechnische Tropfkörper war von einem starken Befall von Tropfkörperfliegen (*Psychoda* sp.) betroffen. Sowohl die Kohlenstoffelimination als auch die Nitrifikation von beiden Füllmaterialien wurden beeinträchtigt. Die Fliegen vermehrten sich auf dem Kunststofffüllmaterial schneller als auf der Lavaschlacke. Eine Beeinträchtigung der Reinigungsleistung (sowohl der Kohlenstoffelimination als auch der Nitrifikation) insbesondere in Phasen schwacher Belastung war deutlich zu erkennen. Es ist jedoch möglich, dass der Befall aufgrund der spezifischen Randbedingungen der Klimakammer so intensiv war.

Die berechnete Überschussschlammproduktion erreichte für beide Füllmaterialien während der gesamten Versuchslaufzeit 0,62 g ÜS/g BSB<sub>5,elim</sub> bzw. 0,38 g ÜS/g CSB<sub>elim</sub>. Mit zunehmender Raumbelastung nahm der Glühverlust zu. Bei ca. 0,2 kg BSB<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>·d) lag der Glühverlust zwischen ca. 55 und 70 %, bei ca. 1,0 kg BSB<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>·d) lag der Glühverlust zwischen ca. 65 und 80 %.

Obwohl die Ergebnisse des halbtechnischen Tropfkörpers deutlich machen, dass die Einstellung hoher Raumbelastungen möglich ist, können mittel- und hochbelastete Anlagen (Raumbelastungen über 0,4 kg BSB<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>·d) für die Lavaschlacke bzw. 0,6 kg BSB<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>·d) für das Kunststofffüllmaterial) dicke Biofilme bedingen, welche Verstopfungen und demnach die Entstehung anaerober Zonen im Tropfkörper zur Folge haben. Um dies zu vermeiden, sind höhere Spülkräfte als diejenigen im Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) einzustellen. Hier

können die Erfahrungswerte der Water Environmental Federation (WEF) in Metcalf & Eddy (2003) als Orientierung dienen (Tabelle 2.4):

Tabelle 2.4: Empfohlene Spülkräfte in Abhängigkeit von der BSB<sub>5</sub>-Raumbelastung nach WEF (in Metcalf & Eddy, 2003)

BSB <sub>5</sub> -Raumbelastung [kg/(m <sup>3</sup> ·d)]	Spülkraft (Betriebsmodus) [mm]	Spülkraft (Spülmodus) [mm]
0,25	10–30	≥ 200
0,50	15–45	≥ 200
1,00	30–90	≥ 300
2,00	40–120	≥ 400
3,00	60–180	≥ 600
4,00	80–240	≥ 800

Um den Schlammaustrag der oberen Tropfkörperschichten von hochbelasteten Anlagen zu erleichtern, können auch flache Tropfkörper betrieben werden. Weitere halbtechnische Versuche mit einem flachen Tropfkörper (1,8 m hoch) und unter einer Raumbelastung von 1,0 kg BSB<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>·d) sowie einer Abwassertemperatur von 25 °C deuteten auf einen geringen CSB-Eliminationsverlust von nur ca. 2 % hin. Die TKN-Eliminationen waren infolge der besseren Belüftung sogar höher als die Werte in Abbildung 1.

Eine minimale Füllmaterialhöhe von 2 m wird hier empfohlen, wobei aus Sicherheitsgründen die Vorschaltung von Ausgleichsbecken zur Vermeidung von Abflussspitzen für Höhen zwischen 2 und 3 m berücksichtigt werden müssen. Der Einsatz von Ausgleichsbecken trägt zusätzlich zur Vergleichmäßigung der Abwasser- und Spülkraftverteilung und der Spülkraft (falls kein motorgetriebener Drehsprenger vorhanden ist) bei. Schwachbelastete Tropfkörper für eine vollständige Nitrifikation müssen in Anlehnung an das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) mindestens 4 m hoch sein.

Beim Betrieb flacher Tropfkörper ist zudem eine feine Einstellung der Abwasser- und Spülkraftverteilung mit z. B. Prallblechen notwendig. Es wird hier empfohlen, die lokalen Flächenbeschickungen bei den verschiedenen Tropfkörperhöhen nach der Methode von Gebert (2001) auszugleichen und einen Mindestwert für die Flächenbeschickung einzuhalten. In Anlehnung an das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) wird eine Flächenbeschickung von mindestens 0,4 m/h für die La-

vaschlacke bzw. 0,8 m/h für das Kunststofffüllmaterial empfohlen. Um diese Werte zu erreichen, muss der Ablauf ggf. rezirkuliert werden.

Die Überschussschlammproduktion des flachen Tropfkörpers (0,36 g ÜS/g CSB<sub>elim</sub> für die Lavaschlacke bzw. 0,42 g ÜS/g CSB<sub>elim</sub> für das Kunststofffüllmaterial) stimmt mit der Überschussschlammproduktion des höheren halbtechnischen Tropfkörpers gut überein.

Die Entscheidung zwischen Lavaschlacke oder Kunststofffüllmaterial sollte unter Einbezug finanzieller und räumlicher Aspekte getroffen werden. Das Kunststofffüllmaterial ermöglicht den Aufbau von Tropfkörpern mit kleineren Volumina und stellt weniger konstruktive Anforderungen (Statik, Gewicht) im Vergleich zur Lavaschlacke, kann aber pro Volumeneinheit finanziell ungünstiger sein. Lavaschlacke bzw. ähnliche brockengefüllte Füllmaterialien sind natürliche Stoffe und können daher eventuell leichter verfügbar sein, haben aber je nach der Anforderung an die Ablaufqualität einen größeren Volumenbedarf.

Obwohl sich der Tropfkörper als sehr konkurrenzfähig gegenüber anderen Verfahren bewiesen hat, hängt die Auswahl der Tropfkörpertechnologie als Abwasserreinigungslösung für ein bestimmtes Land von den jeweiligen örtlichen Rahmenbedingungen wie Erschwinglichkeit, Stromversorgung, Bevölkerungswachstum, Anforderungen an die Ablaufqualität etc. ab.

Da eine künstliche Belüftung beim Tropfkörperverfahren meist nicht erforderlich ist, können die Energiekosten niedrig gehalten werden. Dieser Vorteil kann jedoch für Tropfkörperanlagen mit Stickstoffelimination entfallen, da die notwendige Rücklaufförderung sehr energieaufwendig ist. Tropfkörper sind allerdings an Orten, an denen ein erster Schritt darin besteht, die Menschen an ein Abwasserreinigungssystem anzuschließen, besonders geeignet. Eine Stufe für Stickstoffelimination kann in der Zukunft immer noch gebaut werden. Wird z. B. ein Tropfkörper zur alleinigen Kohlenstoffelimination ausgelegt, ist sogar ein energieloser Betrieb bei günstigen topographischen Bedingungen möglich. An Orten, die weit entfernt von einem Stromversorgungssystem sind bzw. wo die Stromversorgung nicht zuverlässig ist, kann dies vorteilhaft sein.

Des Weiteren zählt als großer Vorteil des Tropfkörpers dessen extreme Einfachheit gegenüber anderen Verfahren, was eine sehr überschaubare Abwasserreinigung zur Folge hat. Da das Verständnis komplexer Zusammenhänge zum Betrieb des Tropfkörperverfahrens nicht benötigt wird, können technische Probleme schneller identifiziert und behoben werden.

Darüber hinaus haben Tropfkörper wenige Verschleißteile. Dies ist in Schwellen- bzw. Entwicklungsländern ein weiterer Vorteil, da wenige Ersatzteile benötigt werden, die ggf. schwer zu beschaffen sind. Wird der Tropfkörper einmal richtig eingestellt, treten selten betriebliche Probleme auf und ein sehr stabiles und zuverlässiges System ist zu erwarten.

### **2.4.3 Energieverbrauch und Kosten**

Die hier dargestellten Informationen wurden für Tropfkörperanlagen in Deutschland ermittelt und dienen daher nur als Referenz für eine Kosteneinschätzung in anderen Ländern.

#### **2.4.3.1 Investitionskosten**

Eine starke Streuung der Kosten aufgrund von örtlichen Faktoren (Baugrund, Layout, Ausstattung, Sorgfalt, Zeitpunkt der Ausschreibung, Baukostenkontrolle, Bauleitung, etc.) ist zu erwarten (Wolf, 1984).

Nach Angaben von aktuellen Ausschreibungen in Deutschland kostet ein Kubikmeter Tropfkörper mit Lavaschlacke ca. 520,- € für Anlagen über 75.000 EW. Darin sind Baustruktur (60 % der gesamten Kosten), Maschinenteknik und E-Technik enthalten. Mit abnehmender Ausbaugröße steigen die Kosten pro Kubikmeter, so dass ein Kubikmeter Tropfkörper (10.000-75.000 EW) bis zu ca. 1.000,- € kostet. Der Kostenanteil der Baustruktur nimmt dabei ab.

Bei den oben genannten Kosten wurden ca. 55 €/m<sup>3</sup> Lavaschlacke einberechnet, die ca. 10 % der Baukosten für größere Anlagen bzw. ca. 5 % der Baukosten für kleinere Anlagen bedeuten würden. Falls Kunststofftropfkörper geplant werden, sind höhere Kosten für das Füllmaterial anzusetzen. Das für die hier beschriebenen Untersuchungen verwendete Füllmaterial kostet je nach fallspezifischen Bedingungen (Fertigung vor Ort, Transport, Material, Statik, usw.) zwischen ca. 80 und 150 €/m<sup>3</sup>.

#### **2.4.3.2 Energieverbrauch**

Obwohl Tropfkörper i. d. R. keine Energie für die Belüftung brauchen, kann der Energieaufwand für die Rezirkulation und für die Wasserhebung bei Schwachlasttropfkörpern im Einzelfall relativ hoch sein. Nach Angaben aktueller Ausschreibungen kann bei Schwachlasttropfkörpern ein Energieverbrauch von 10-20 kWh/(EW·a) (nur Tropfkörper) erwartet werden. Nach Wolf (1984) schwankt der gesamte Stromverbrauch bei Schwachlasttropfkörpern (inkl. Schlammbehandlung) zwischen ca. 19 und 43 kWh/(EW·a). Hochlasttropfkörper erfordern eine

kleinere Menge an Rezirkulation bzw. können ggf. ohne Rezirkulation betrieben werden, so dass ein geringerer Energieverbrauch zu erwarten ist.

### 2.4.3.3 Personalaufwand

Tropfkörperanlagen über 75.000 EW benötigen im Allgemeinen etwa einen Mitarbeiter pro 10.000 EW mit Schlammbehandlung. Bei kleineren Anlagen nimmt die relative Anzahl an Mitarbeitern zu. Der Personalbedarf kann anhand des Merkblatts ATV-M 271 (ATV, 1998) genauer ermittelt werden.

### 2.4.4 Literatur

- ATV-DVWK (2001) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- ATV (1998) Merkblatt ATV-M 271 Personalbedarf für den Betrieb kommunaler Kläranlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- Boller, M. und Gujer, W. (1986) Nitrification in Tertiary Trickling Filters Based on Theoretical Concepts. *Water Research* 20 (11), S.1353-1361
- Boller, M. und Gujer, W. (1986) Nitrification in Tertiary Trickling Filters Followed by Deep-Bed Filters. *Water Research* 20 (11), S.1363-1373
- Dorias, B. (1996) Stickstoffelimination mit Tropfkörpern. *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft* 138, Stuttgart
- EN 12255-7 (2002) Wastewater Treatment Plants – Part 7: Biological Fixed-Film Reactors. Britische Version
- EPA 832-F-00-014 (2000) Trickling Filters. *Wastewater Technology Fact Sheet*, Washington D.C.
- EPA 832-F-00-015 (2000) Trickling Filter Nitrification. *Wastewater Technology Fact Sheet*, Washington D.C.
- Gebert, W. (2001) Einflussfaktoren auf die Leistungsfähigkeit kunststoffgefüllter Tropfkörper. *Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft* 159, TU München
- Metcalf & Eddy (2003) *Wastewater Engineering – Treatment and Reuse*. Fourth Edition, McGraw-Hill International Edition, New York
- Parker, D. S. und Merrill, D. T. (1984) Effect of Plastic Media Configuration on Trickling Filter Performance. *Journal WPCF* 56 (12), S. 955-961
- Rüdiger, A. (1993) Untersuchungen zur Denitrifikation von Tropfkörpern. *Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft* 11, TU Hamburg-Harburg
- Wolf, P. (1984) Betriebserfahrungen an Tropfkörpern. *GWF – Wasser/Abwasser* 125 (4), S. 186-193

Wolf, P. (1987) Weitgehende Stickstoffoxidation in Tropfkörpern. Korrespondenz  
Abwasser (6), S. 645-649

## 2.5 Leistungsfähigkeit und Flexibilität von Scheibentauchkörpern

*A. Blank, E. Hoffmann und D. Schweitzer*

### 2.5.1 Stand des Wissens und der Technik

Grundsätzlich unterscheiden sich die Regelwerke bzw. die Bemessungsrichtlinien hinsichtlich der Dimensionierung von Scheibentauchkörpern nur marginal. Was allen Bemessungsrichtlinien gleichermaßen fehlt, ist die Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur auf die Reinigungsleistung von Scheibentauchkörpern bei Temperaturen über 12 °C. Begründet wird dieser Verzicht auf Berücksichtigung des Temperatureinflusses damit, dass sowohl der Temperatureinfluss auf den Abbau organischer Inhaltsstoffe als auch auf die Nitrifikation im Bereich über 12 °C vernachlässigbar ist.

In Deutschland bezieht sich diese Annahme auf Untersuchungsergebnisse von Cheung (1982), die direkt in das ATV-Handbuch „Biologische und weitergehende Abwasserreinigung“ (ATV, 1997) aufgenommen wurden und damit auch in das Regelwerk der DWA (ATV-DVWK, 2001) Eingang fanden. In den USA werden ähnliche Annahmen getroffen. Die Water Environment Federation (WEF, 2000) gibt an, dass in einem Bereich von 10-25 °C der Einfluss der Temperatur auf die Reinigungsleistung vernachlässigbar ist. Berücksichtigt wird lediglich der Temperatureinfluss für Temperaturen unter 10 °C.

Trotz vielfacher Untersuchungen der letzten Jahre (u.a. Novak, 2000; Zhu et al., 2002; Salvetti et al., 2006; Chapanova et al., 2007), die den Temperatureinfluss auf die Reinigungsleistung von Biofilmsystemen und im Speziellen auf Scheibentauchkörperanlagen für Wassertemperaturen bis ca. 25 °C nachgewiesen haben, wird dieser Einfluss weiterhin in den Regelwerken und damit bei der Dimensionierung vernachlässigt.

Die Dimensionierung erfolgt in aller Regel durch die Vorgabe einer maximal zulässigen BSB<sub>5</sub>- und TKN-Scheibenbelastung und der daraus resultierenden, erforderlichen Scheibenfläche in Abhängigkeit von der täglichen Zulaufmenge, bei der das geforderte Reinigungsziel erreicht werden soll.

In Deutschland, Österreich, der Schweiz und in Italien werden die Bemessungsrichtlinien der DWA angewendet (ATV-DVWK, 2001). Dort werden eine maximal zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung von 10 g/(m<sup>2</sup>·d) ohne Nitrifikation bzw. eine zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung von 8 g/(m<sup>2</sup>·d) und eine zulässige TKN-Scheibenbelastung von 2 g/(m<sup>2</sup>·d) bei geforderter vollständiger Nitrifikation an-

gegeben. Zudem werden Empfehlungen hinsichtlich des Wannenvolumens, der Kaskadenanzahl sowie des Scheibenabstandes gegeben und es wird eine Beschränkung der BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in der ersten Kaskade auf  $\leq 40 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  gefordert.

In den USA erfolgt die Dimensionierung nach den Empfehlungen der Water Environment Federation (WEF, 2000). In Tabelle 2.5 ist eine Zusammenfassung der in den USA geltenden Bemessungsempfehlungen aufgelistet. Diese Dimensionierungsempfehlungen werden weitestgehend auch in Kanada angewendet (MDDEP, 2005; MOE, 2007). Zusätzlich existieren in den USA gesonderte Empfehlungen für den dezentralen Einsatz von Scheibentauchkörpern (EPA, 2002), die sich jedoch nur durch ihren geringeren Umfang von den Empfehlungen der WEF (2000) unterscheiden.

Tabelle 2.5: Bemessungsempfehlungen in den USA (nach Metcalf & Eddy, 2003)

Parameter	Einheit	Reinigungsziel <sup>1)</sup>	
		BSB <sub>5</sub> -Abbau	BSB <sub>5</sub> -Abbau & Nitrifikation
Hydraulische Belastung	$\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$	0,08-0,16	0,03-0,08
BSB <sub>5</sub> -Scheibenbelastung	$\text{g sBSB}_5^2)/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$	4-10	2,5-8
	$\text{g BSB}_5)/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$	8-20	5-16
Max. BSB <sub>5</sub> -Scheibenbelastung Kaskade 1	$\text{g sBSB}_5^2)/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$	12-15	12-15
	$\text{g BSB}_5)/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$	24-30	24-30
NH <sub>4</sub> -N-Scheibenbelastung	$\text{g N}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$		0,75-1,5
Hydraulische Aufenthaltszeit	H	0,7-1,5	1,5-4
BSB <sub>5</sub> -Ablaufkonzentration	mg/l	15-30	7-15
NH <sub>4</sub> -N-Ablaufkonzentration	mg/l		< 2

<sup>1)</sup> Abwassertemperatur über 13°C

<sup>2)</sup> sBSB<sub>5</sub> = gelöster BSB<sub>5</sub>

In französischen Richtlinien bezieht sich die Dimensionierung von Scheibentauchkörpern nur auf eine BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in Abhängigkeit von der zu erreichenden Ablaufkonzentration und der täglichen BSB<sub>5</sub>-Zulaufmenge.

Tabelle 2.6: Bemessungsempfehlung in Frankreich (FNDAE, 1998 und FNDAE, 2002)

Parameter	Einheit	Reinigungsziel		
		BSB <sub>5</sub> ≤ 35 mg/l Zulauffracht < 120 kg BSB <sub>5</sub> /d	BSB <sub>5</sub> ≤ 25 mg/l Zulauffracht > 120 kg BSB <sub>5</sub> /d	mit Nitrifikation
BSB <sub>5</sub> - Scheibenbelastung	g BSB <sub>5</sub> /(m <sup>2</sup> ·d)	9	7	4

Die geringe Komplexität und die hohe Verlässlichkeit des Scheibentauchkörperverfahrens können für den kommunalen Einsatzbereich indirekt anhand dieser äußerst kompakten Darstellung der einzelnen Bemessungsrichtlinien abgelesen werden.

### 2.5.2 Empfehlungen

Auf Grund der umfangreichen halbtechnischen Untersuchungen am Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Bereich Siedlungswasserwirtschaft der Universität Karlsruhe (TH), konnte festgestellt werden, dass die Abwassertemperatur sehr wohl einen gravierenden Einfluss auf die Reinigungsleistung von Scheibentauchkörpersystemen hat.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden einerseits in Batch-Untersuchungen die maximalen Umsatzraten hinsichtlich des BSB<sub>5</sub>-Abbaus und der Nitrifikation bestimmt, andererseits wurden im kontinuierlichen Betrieb einer dreikaskadigen Scheibentauchkörperanlage die erreichbaren Scheibenbelastungen in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und vom Reinigungsziel im kontinuierlichen Betrieb quantifiziert.

Die Abwassertemperatur und Lufttemperatur wurden während der Untersuchungen variiert und lagen in einem Bereich von ca. 20-35 °C bzw. 20-40 °C.

Zur Validierung dieser Ergebnisse wurde eine ebenfalls dreikaskadige Demonstrationsanlage in Delhi, Indien im technischen Maßstab betrieben.

Die Abwassertemperatur lag während des Demonstrationsbetriebes in einem Bereich von ca. 20-30 °C, die Lufttemperatur zwischen 25-36 °C.

Ziel der Untersuchungen war die Quantifizierung des Einflusses der Temperatur, respektive der Abwassertemperatur auf die Reinigungsleistung des Scheibentauchkörpers, um dadurch Kapazitätsreserven hinsichtlich der Auslegung von Scheibentauchkörperanlagen aufzuzeigen bzw. das Einsparpotenzial bei Investi-

tions- und Betriebskosten gegenüber einer Bemessung nach DWA zu quantifizieren.

### **2.5.2.1 Bemessungsempfehlung**

#### **Allgemein**

Der aus den durchgeführten Untersuchungen abgeleitete Bemessungsvorschlag kann als Ergänzung des bestehenden Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) betrachtet werden. Die Ergänzung besteht in der Erweiterung des Arbeitsblattes um den spezifischen Einfluss der Abwassertemperatur auf die BSB<sub>5</sub>- und TKN-Umsatzraten und den daraus resultierenden zulässigen Flächenbelastungen einer Scheibentauchkörperanlage.

Die Bemessungsempfehlung bezieht sich auf drei-kaskadige Scheibentauchkörper und Rotationsgeschwindigkeiten von > 4 U/min bei einem Scheibendurchmesser von 2 m respektive einer Umfangsgeschwindigkeit von > 25 m/min und der Beschickung mit kommunalem Abwasser (BSB<sub>5</sub>:TKN  $\cong$  4:1).

Durch die Rotationsgeschwindigkeit von > 4 U/min wird gewährleistet, dass die Sauerstoffkonzentration in den Kaskaden 2 und 3 ausreicht, um eine vollständige Nitrifikation zu ermöglichen.

Zur Erreichung einer vollständigen Nitrifikation sollte des Weiteren der pH-Wert zwischen 7,5 und 8,5 liegen. Bei Über- bzw. Unterschreitung dieses pH-Wert-Bereichs sollte der pH-Wert durch geeignete Maßnahmen angepasst werden.

#### **Vorbehandlung**

Das dem Scheibentauchkörper zufließende Abwasser muss zur Vermeidung von Verstopfungen möglichst frei von Störstoffen und absetzbaren Stoffen sein. Deshalb ist eine Vorbehandlung und Vorklärung des zufließenden Abwassers vor der biologischen Stufe unerlässlich. Empfehlungen hinsichtlich der Vorbehandlung können dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) entnommen werden. Gesondert zu berücksichtigen ist, dass in vielen Ländern ein offenes Kanalsystem zu einem erhöhten Eintrag von Störstoffen führt.

#### **Kohlenstoffabbau; BSB<sub>5</sub>-Elimination**

Aus der Zusammenführung der Ergebnisse des Betriebes der Versuchsanlagen in Karlsruhe und des Demonstrationsbetriebes in Delhi, Indien kann folgende Empfehlung hinsichtlich der einstellbaren BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in Abhängigkeit

von der Abwassertemperatur und einer BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentration von < 20 mg BSB<sub>5</sub>/l gegeben werden:

$$B_{A,BSB,T} \leq 15 \cdot \theta_{20}^{(T-20)} \quad (2.9)$$

mit:  $B_{A,BSB,T}$  : zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in g/(m<sup>2</sup> · d) in Abhängigkeit von der Temperatur

$\theta_{20}$  : Temperaturkoeffizient bei 20 °C

$\theta_{20}$  : 1,0614 bei T < 20 °C

$\theta_{20}$  : 1,0638 bei 20 °C < T < 30 °C

In einem Abwassertemperaturbereich zwischen 30 °C und 35 °C kann die zulässige Scheibenbelastung über folgenden Zusammenhang abgeschätzt werden:

$$B_{A,BSB,30-35^\circ\text{C}} \leq 15 \frac{\text{g}}{(\text{m}^2 \cdot \text{d})} \cdot 1,86 = 27,9 \quad (2.10)$$

mit:  $B_{a,BSB,30-35^\circ\text{C}}$  : zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in g/(m<sup>2</sup> · d)

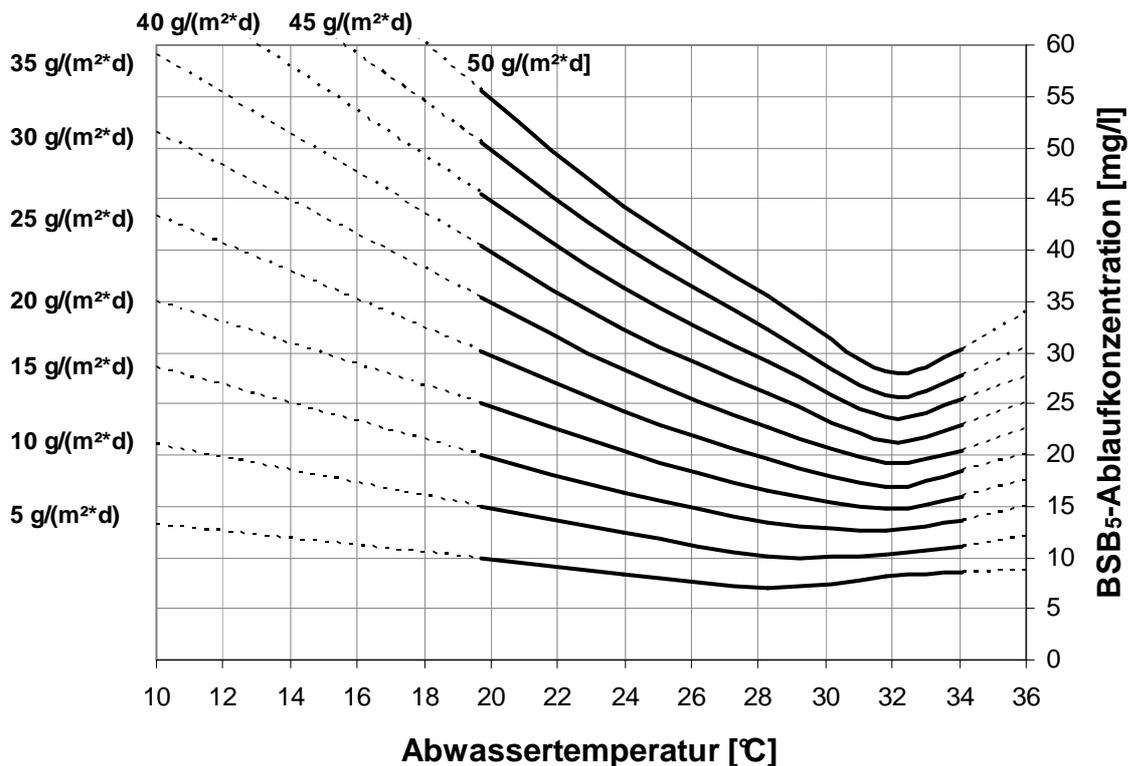


Bild 2.4: BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentration in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und der BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung (Reinigungsziel: BSB<sub>5</sub>-Elimination)

Die erforderliche Scheibenfläche ergibt sich in Anlehnung an das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) zu:

$$A_{STK,BSB,T} = \frac{(B_{d,BSB,Zu} \cdot 1000)}{B_{A,BSB,T}} \quad (2.11)$$

mit:  $B_{d,BSB,Zu}$  : tägliche BSB<sub>5</sub>-Zulaufkraft Scheibentauchkörper in g/d  
 $A_{STK,BSB,T}$  : erforderliche Scheibenfläche für den BSB<sub>5</sub>-Abbau in Abhängigkeit von der Temperatur in m<sup>2</sup>

Je nach geforderter BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentration ergeben sich bei gleicher Abwassertemperatur unterschiedliche BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastungen.

Um eine Dimensionierung in Abhängigkeit von der BSB<sub>5</sub>-Ablaufkonzentration zu ermöglichen, können die temperaturabhängigen BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastungen in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur aus Bild 2.4 entnommen werden.

### Vollständige Nitrifikation

Mit dem Reinigungsziel einer vollständigen Nitrifikation ( $\text{NH}_4\text{-N}_{\text{ab}} < 5 \text{ mg/l}$ ) reduziert sich die BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung um ca. 20 % und lässt sich in Analogie zum Kohlenstoffabbau wie folgt berechnen:

$$B_{A,BSB,T} \leq 12 \cdot \theta_{20}^{(T-20)} \quad (2.12)$$

mit:  $B_{A,BSB,T}$  : zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in g/(m<sup>2</sup> · d)  
 $\theta_{20}$  : 1,0614 bei  $T < 20 \text{ }^\circ\text{C}$   
 $\theta_{20}$  : 1,0638 bei  $20 \text{ }^\circ\text{C} < T < 30 \text{ }^\circ\text{C}$

In Analogie zum Kohlenstoffabbau kann für einen Abwassertemperaturbereich zwischen 30-35 °C die zulässige Scheibenbelastung über folgenden Zusammenhang abgeschätzt werden:

$$B_{A,BSB,30-35^\circ\text{C}} \leq 12 \cdot 1,86 = 22,3 \quad (2.13)$$

mit:  $B_{A,BSB,30-35^\circ\text{C}}$  : zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in g/(m<sup>2</sup> · d)

Die zulässige TKN-Scheibenbelastung ergibt sich zu:

$$B_{A,TKN,T} \leq 2,75 \cdot \theta_{20}^{(T-20)} \quad (2.14)$$

mit:  $B_{A,TKN,T}$  : zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in g/(m<sup>2</sup> · d)  
 $\theta_{20}$  : 1,0602 bei  $T < 20 \text{ }^\circ\text{C}$   
 $\theta_{20}$  : 1,0704 bei  $20 \text{ }^\circ\text{C} < T < 30 \text{ }^\circ\text{C}$

In einem Abwassertemperaturbereich zwischen 30 °C und 35 °C kann die zulässige Scheibenbelastung über folgenden Zusammenhang abgeschätzt werden:

$$B_{A,TKN,30-35^{\circ}C} \leq 2,75 \cdot 1,98 = 5,45 \quad (2.15)$$

mit:  $B_{A,TKN,30-35^{\circ}C}$  : zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in g/(m<sup>2</sup> · d)

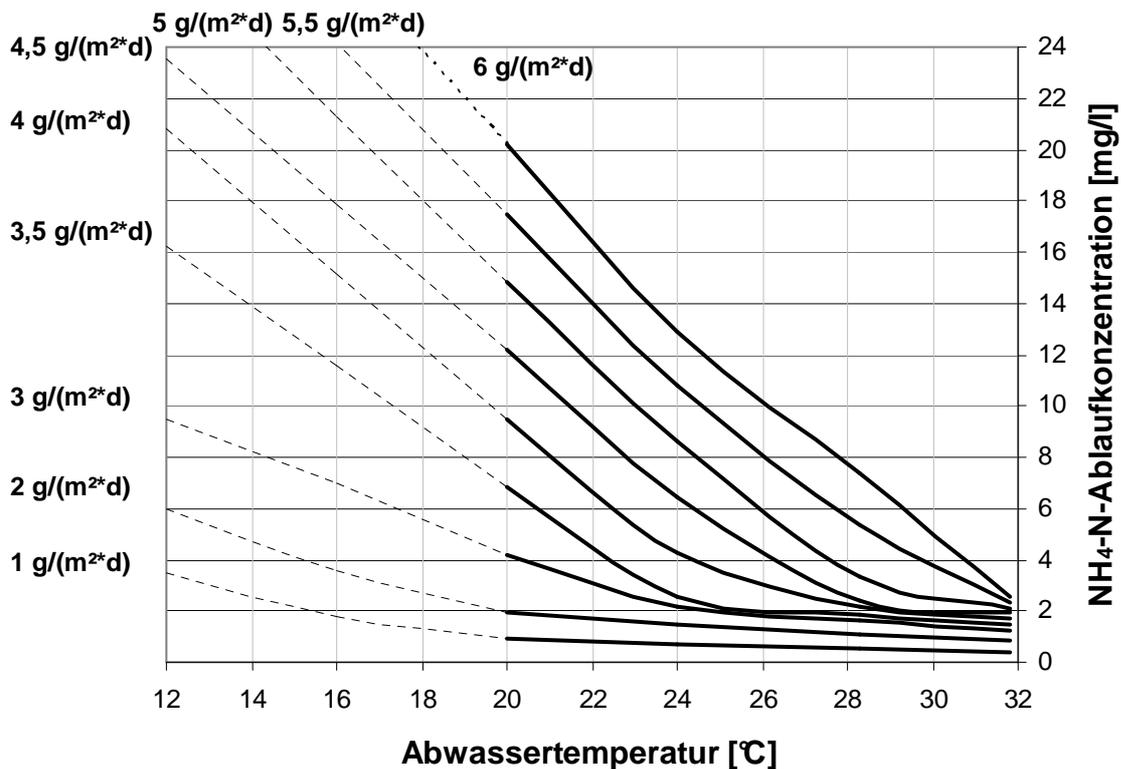


Bild 2.5: NH<sub>4</sub>-N-Ablaufkonzentration in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und der TKN-Scheibenbelastung (BSB<sub>5</sub>:TKN ≅ 4:1)

Die erforderliche Scheibenfläche ergibt sich in Anlehnung an das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) zu:

$$A_{STK,T} = A_{STK,BSB,T} + A_{STK,TKN,T} \quad (2.16)$$

$$A_{STK,TKN,T} = \frac{(B_{d,BSB,Zu} \cdot 1000)}{B_{A,BSB,T}} \quad (2.17)$$

$$A_{STK,TKN,T} = \frac{(B_{d,TKN,Zu} \cdot 1000)}{B_{A,TKN,T}} \quad (2.18)$$

mit:  $A_{STK,BSB,T}$  : erforderliche Scheibenfläche für den BSB<sub>5</sub>-Abbau in Abhängigkeit von der Temperatur in m<sup>2</sup>

$A_{\text{STK,TKN,T}}$  : erforderliche Scheibenfläche für den TKN-Abbau in Abhängigkeit von der Temperatur in  $\text{m}^2$

Je nach gefordertem Reinigungsziel ergeben sich bei gleicher Abwassertemperatur unterschiedliche TKN-Scheibenbelastungen. Eine Abschätzung der zu erwartenden  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Ablaufkonzentration in Abhängigkeit von der Scheibenbelastung und der Abwassertemperatur kann anhand von Bild 2.5 vorgenommen werden.

### **Nachklärung**

Die Dimensionierung der Nachklärung von Scheibentauchkörpern sollte in Anlehnung an das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) erfolgen.

Nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 (ATV-DVWK, 2001) ist ein Lamellenseparator (LMS) im Anschluss an einen Scheibentauchkörper nur dann zulässig, wenn eine weitere Reinigungsstufe folgt. Im vorliegenden Fall folgte dem LMS eine Desinfektion mittels Langsamsandfiltration. Diese Desinfektionsstufe wurde für die Erstellung des Leitfadens nicht weiter betrachtet. In außereuropäischen Ländern existieren keine Vorbehalte gegenüber dem alleinigen Einsatz von Lamellenseparatoren.

### **2.5.3 Energieverbrauch und Kosten**

Die nachfolgenden Kosten- und Energieverbrauchswerte wurden anhand der in Delhi, Indien betriebenen Demonstrationsanlage und anhand von Literaturdaten ermittelt. Als Demonstrationsanlage wurden eine für den Erdeinbau konstruierte System S&P-Scheibentauchkörperanlage mit einer Gesamtscheibenfläche von  $1.350 \text{ m}^2$  und eine Nachklärung in Form eines Lamellenseparators verwendet.

Die Stromversorgung erfolgte mittels einer Photovoltaikanlage mit einer Panelfläche von  $31,68 \text{ m}^2$  und einer Nennleistung von  $3,6 \text{ kW}$ . Die Photovoltaikanlage wurde für einen Inselbetrieb der Demonstrationsanlage ausgelegt. Die Nennleistung der Akkumulatoren belief sich auf  $48 \text{ kWh}$  (siehe Bild 2.6). Die benötigte Speicherkapazität von  $48 \text{ kWh}$  ergab sich unter der Vorgabe, dass ein Betrieb auch ohne Stromproduktion (nur über Akkus) für mindestens 3 Tage gewährleistet werden kann.

#### **2.5.3.1 Energieverbrauch**

Die Scheibentauchkörpertechnologie zeichnet sich im Vergleich zu anderen aeroben Verfahren zur Abwasserreinigung durch einen geringeren Energieverbrauch aus. Betriebserfahrungen in Deutschland (MURL, 1998; LFU, 1998), Frankreich (FNDAE, 2002) und den USA (Antonie, 1978) zeigen, dass mit einem Stromver-

brauch von 5-35 kWh/(EW•a) zu rechnen ist. Die Bandbreite der Verbrauchswerte ergibt sich aufgrund unterschiedlicher Anlagengrößen und Belastungen.

Voruntersuchungen an System S&P-Scheibentauchkörpern bei einer mittleren Abwassertemperatur von 12 °C mit Anschlussgrößen zwischen 50 und 300 EW in Deutschland zeigten, dass im Mittel mit einer Motorauslastung von 50-70 % im 24-Stundenbetrieb zu rechnen ist. Die Demonstrationsanlage mit einer Gesamtscheibenfläche von 1.350 m<sup>2</sup> wurde mit einem Antrieb mit 0,5 kW ausgestattet, woraus sich anhand der ermittelten Motorauslastung ein Verbrauch von 0,25-0,35 kWh ergab. Weitere Verbraucher waren der Schaltschrank und die Überschussschlammpumpe mit 0,5 kW bei einer Pumpdauer zwischen 1 bis 2 Stunden am Tag. Insgesamt ergab sich der berechnete Strombedarf für einen System S&P-Scheibentauchkörper im Durchschnitt für 150 EW und einer Fläche von 1.350 m<sup>2</sup> zu unter 10 kWh/d (6,5-9,2 kWh/d) bzw. ca. 15,82-22,39 kWh/(EW•a).



Bild 2.6: Die Demonstrationsanlage auf der Yamuna Vihar Kläranlage in Delhi, Indien

Da sich der Energieverbrauch pro Einwohnerwert in etwa mit der Steigerung der Scheibenbelastung in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur reduziert, kann der zu erwartende EW-spezifische Energieverbrauch (EV) in diesem Fall in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur respektive von der Scheibenbelastung wie folgt abgeschätzt werden (Bild 2.7):

$$EV = 12 \frac{kWh}{EW \cdot a} \cdot \theta_{20}^{(20-T_{Abwasser})} \quad (2.19)$$

mit: EV : EW-spezifischer Energieverbrauch in kWh/(EW · a)  
 $\theta_{20}$  : 1,0614

Aufgrund der geringen Stromverbrauchswerte eröffnet sich grundsätzlich die Möglichkeit, den Energiebedarf einer Scheibentauchkörperanlage netzunabhängig beispielsweise durch die Verwendung einer Photovoltaikanlage zu betreiben.

Die Demonstrationsanlage in Delhi (Indien) wurde mit einer Photovoltaikanlage, die auf einem Gestell über der Scheibentauchkörperanlage montiert war, ausgestattet. Sämtliche Motoren (Antriebe und Schlammumpen) wurden mit 24 V Gleichstrom betrieben.

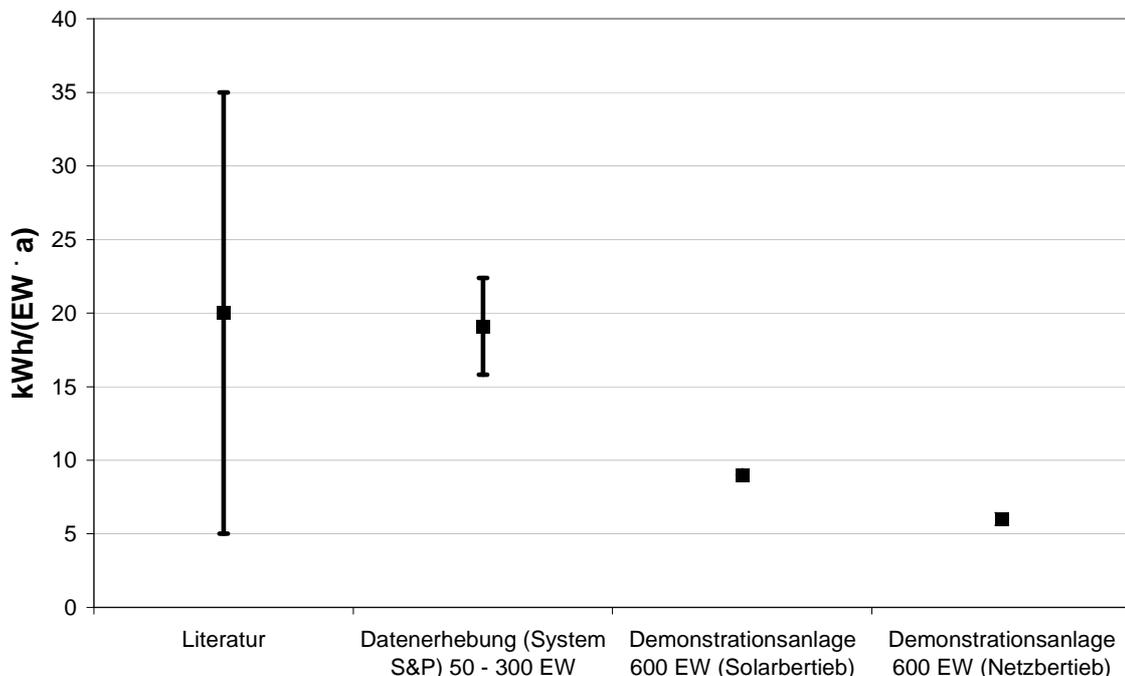


Bild 2.7: Energieverbräuche pro EW und Jahr (Datenerhebung System S&P: mittlere Abwassertemperatur 12 °C; Demonstrationsanlage: mittlere Abwassertemperatur 30 °C)

### Fallbeispiel Demonstrationsanlage Delhi, Indien (Energiebedarf)

Der Energiebedarf des solarbetriebenen Scheibentauchkörpers in Delhi, Indien betrug im Mittel 15 kWh/d. Der erhöhte Energiebedarf resultierte aus dem zusätzlichen Verbrauch der Solarsteuerung und den Verlusten beim Be- und Entladen der Akkumulatoren.

Trotz dieses insgesamt höheren Energiebedarfs ergab sich ein deutlich geringerer Energiebedarf pro Einwohnerwert, da sich im Vergleich zur Dimensionierung nach deutschen Bemessungsrichtlinien die Reinigungsleistung unter den klimatischen Bedingungen (Abwassertemperatur 20-30 °C, Lufttemperatur 25-36 °C) in Delhi nahezu vervierfachte, wodurch sich die Kapazität der Demonstrationsanlage von ursprünglich 150 EW auf ca. 600 EW erhöhte.

Dadurch ergab sich ein mittlerer Energiebedarf im Solarbetrieb von ca. 9 kWh/(EW · a).

Bei einer Deckung des Energiebedarfs durch das örtliche Stromnetz (Hindu, 2007) würde der Energiebedarf um ca. ein Drittel geringer ausfallen (Bild 2.7).

Da die Energiepreise im internationalen Vergleich sehr stark variieren, müssen die Energiekosten länderspezifisch berechnet werden.

### **2.5.3.2 Investitionen**

Anhand der Ergebnisse des Demonstrationsbetriebes konnte gezeigt werden, dass bei Abwassertemperaturen von 20-30 °C deutlich höhere flächenbezogene Umsatzleistungen erzielt werden können als im Vergleich zu einer Abwassertemperatur von 12 °C, die in europäischen Bemessungsrichtlinien als Bemessungstemperatur herangezogen wird.

Somit kann die Scheibenfläche, dem Reinigungsziel entsprechend, reduziert bzw. bei modular vorgefertigten Scheibentauchkörpern die Scheibenbelastung entsprechend erhöht werden.

Demnach reduzieren sich die Investitionskosten pro Einwohnerwert mit der Steigerung der Umsatzleistung des Scheibentauchkörpers in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur (Bild 2.8).

Der netzunabhängige Betrieb einer Scheibentauchkörperanlage mittels Photovoltaikanlage kann, wie das folgende Fallbeispiel zeigt, zu einer Verdoppelung der gesamten Investitionskosten führen. Eine Amortisierung dieser Investitionskosten über den Abschreibungszeitraum kann bei den momentan sehr hohen Energiepreisen ausgeschlossen werden.

Ein solcher Inselbetrieb kann nur als Sonderlösung betrachtet werden, wenn ein vom Stromnetz abhängiger Betrieb nicht möglich ist.

Um jedoch einen unterbrechungsfreien Betrieb zu gewährleisten, ist gerade in Schwellen- und Entwicklungsländern eine Teilversorgung mittels Photovoltaik durchaus sinnvoll. Stromausfälle führen zum Stillstand der Scheibentauchkörper-

anlage und dadurch bedingt zu einer Verminderung der Reinigungsleistung und zu einer ungleichmäßigen Verteilung der Biomasse auf den Aufwuchsflächen. Dies kann einen Wellenbruch herbeiführen.

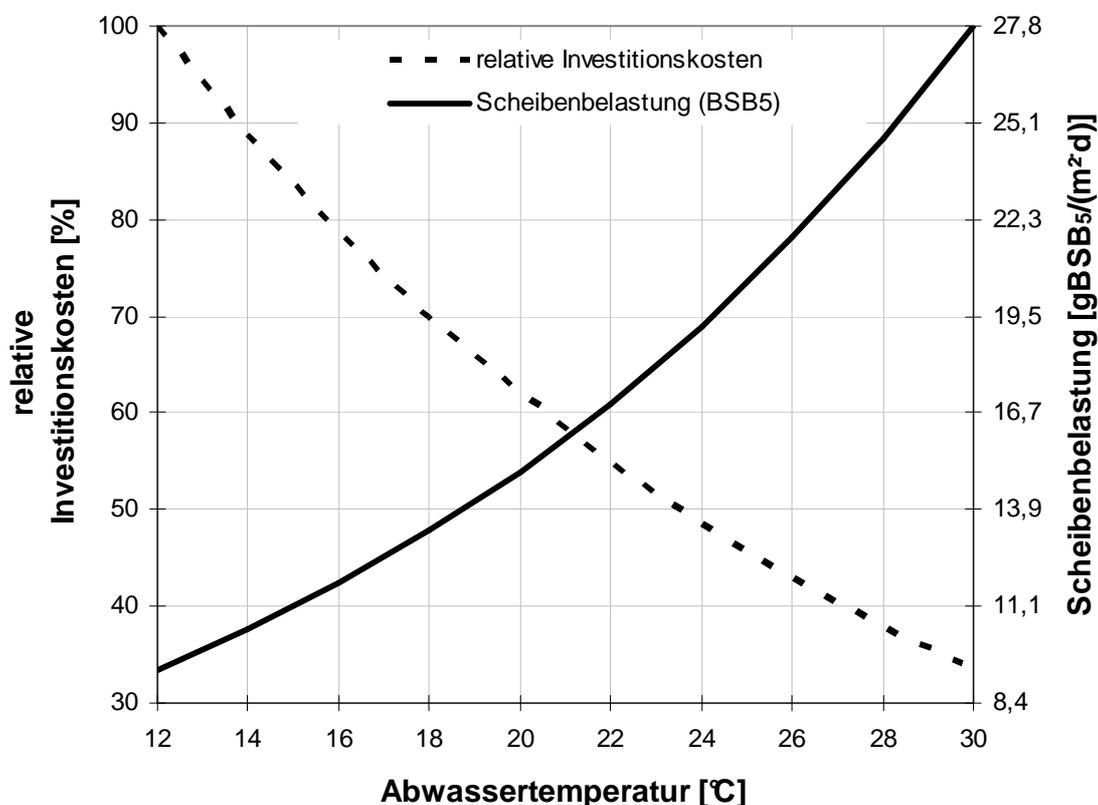


Bild 2.8: Relative Investitionskosten und zulässige BSB<sub>5</sub>-Scheibenbelastung in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur (BSB<sub>5,Ab</sub> < 20 mg/l), ohne Berücksichtigung von Transportkosten und Zöllen.

Eine Kopplung von Eigenstromerzeugung mittels Photovoltaikanlage und Fremdbezug von Strom (aus dem örtlichen Stromnetz) würde die Investitionskosten deutlich reduzieren. Die Vorteile lägen in einer Verringerung der Energiekosten aufgrund des deutlich günstigeren Preises für Fremdbezug, einer Reduzierung der Gefahr eines möglichen Wellenbruchs und einer konstanten Reinigungsleistung.

Um die Energieverluste zwischen den Solarpanelen und dem Antrieb so gering wie möglich zu halten, wurden die elektrischen Komponenten der Scheibentauchkörperanlage auf 24 V Gleichstrom ausgelegt. Diese Maßnahme führte zu einer Verringerung des Energieverbrauchs. Die Ersparnis auf der Verbrauchsseite kann die höheren Investitionskosten im Vergleich zu einer Auslegung auf 230 V Wechselstrom nicht kompensieren.

### Fallbeispiel Demonstrationsanlage Delhi, Indien (Investitionen)

Die Demonstrationsanlage wurde nach deutschen Bemessungsrichtlinien für 150 EW ausgelegt (ATV-DVWK, 2001). Aufgrund der temperaturbedingt höheren Umsatzleistung erhöhte sich die Kapazität der Demonstrationsanlage in Delhi, Indien auf 600 EW, wobei das Reinigungsziel von 30 mg BSB<sub>5</sub>/l nach den indischen Standards (MoEF, 1986) sicher eingehalten werden konnte. Die damit verbundene Reduktion der Investitionskosten pro Einwohnerwert beträgt folglich ca. 75 % (ohne Transport und Steuern).

In Bild 2.9 sind die EW-spezifischen Investitionskosten der Demonstrationsanlage inklusive Transport, Steuer und Zoll für eine Installation in Indien mit und ohne Solarmodul für den reinen Kohlenstoffabbau berechnet. Als Vergleichswert dienen die Investitionskosten bei einer Installation sowie die Varianz der Investitionskosten in Deutschland in Abhängigkeit von der Ausführung (Erdeinbau, Art der Abdeckung usw.) und Ausstattung (Rezirkulation, Zulaufpumpen usw.) eines Scheibentauchkörpers mit einer Anschlussgröße von 150 EW.

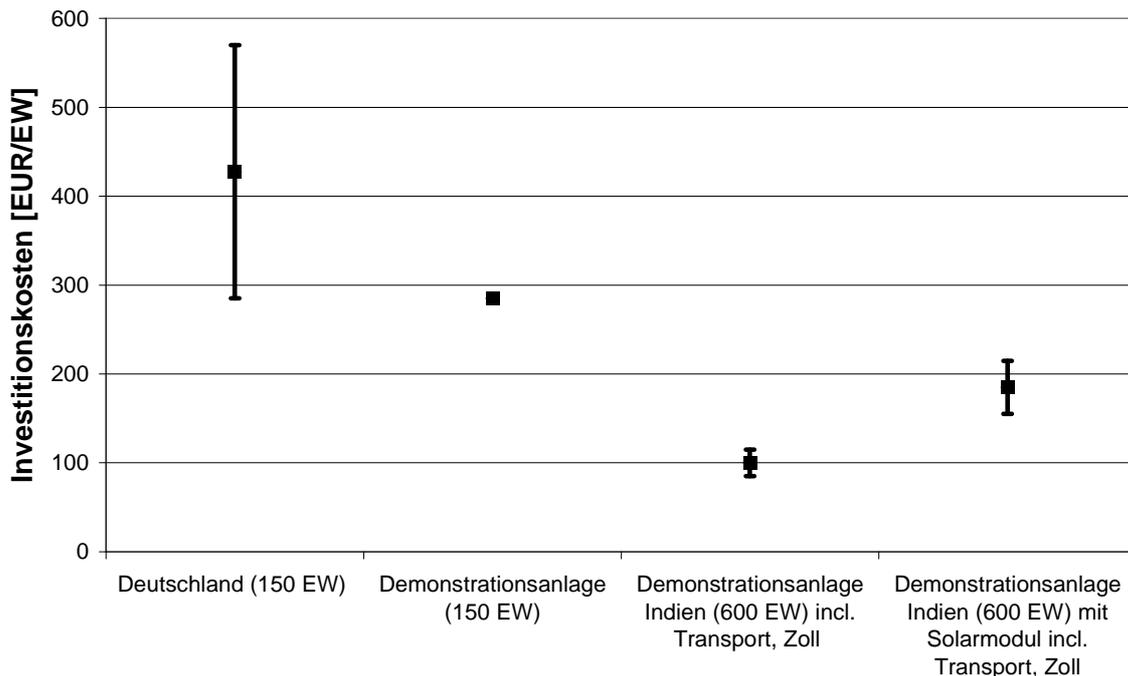


Bild 2.9: Länderspezifischer Investitionskostenvergleich in Deutschland und Indien am Beispiel der Demonstrationsanlage

Nicht berücksichtigt wurden die Kosten der Installation, der Vorklärung und nötiger Baumaßnahmen. Diese Kosten sind länderspezifisch unterschiedlich und hängen zudem von der jeweiligen bautechnischen Ausführung ab.

Die große Spannweite der Investitionskosten in Deutschland ergibt sich durch unterschiedliche Ausführungen des Scheibentauchkörpers und der zusätzlichen Ausstattung wie beispielsweise einer Rezirkulation. In Deutschland kann dies bis zu einer Verdopplung des Verkaufspreises führen.

Beim Export von Anlagen zur Abwasserreinigung müssen die in den Zielländern geltenden Einfuhrzölle und Steuern berücksichtigt werden. Für Indien variiert der Einfuhrzoll je nach Gewerbe und Anwendung zwischen 5 % und 45 % (GOI, 2008), bzw. die Mehrwertsteuer zwischen 4 % und 12,5 % (BFAI, 2005).

Zu den laufenden Kosten zählen die Betriebskosten wie Verschleißteile und Wartung. Verschleißteile sind der Getriebemotor (8-10 Jahre), Überschussschlamm-pumpe (8-10 Jahre) und Pendelrollenlager (200.000 Betriebsstunden). Die Wartungskosten beschränken sich auf eine tägliche Funktionskontrolle, die regelmäßige Reinigung des Lamellenabscheiders und die Leerung der Vorklärung. Aus der Praxis in Deutschland wird von einem durchschnittlichen Arbeitsaufwand von 200 Stunden pro Jahr ausgegangen.

Laut AfA-Tabelle beträgt der Abschreibungszeitraum für Kläranlagen und Photovoltaikanlagen 20 Jahre (AfA, 2003). Für Scheibentauchkörperanlagen kann aufgrund der Erfahrung der Dr. Scholz und Partner GmbH eine Lebensdauer von 25 Jahren angenommen werden.

#### **2.5.4 Literatur**

- AfA-Tabelle (2003) Abschreibungstabelle für die allgemein verwendbaren Anlagegüter („AV“). 28. April 2003
- Antonie, R. L. (1978) Bio-Surf-Process for Wastewater Treatment. In: Pollution Control Equipment Exhibition and Technical Seminar, United States Trade Center, Sao Paulo
- ATV-DVWK (2001) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- ATV-Handbuch (1997) Biologische und weitergehende Abwasserreinigung. 4. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- BFAI (2005) Indiens Regierung führt Mehrwertsteuer ein. Die Bundesagentur für Außenwirtschaft (bfai), 11.04.2005

- Chapanova, G., Jank, M., Schlegel, S. und Köser, H. (2007) Effect of Temperature and Salinity on the Wastewater Treatment Performance of Aerobic Submerged Fixed Bed Film Reactors. *Water Science and Technology*, Vol. 55, No. 8-9, S. 159 – 164
- Cheung, P.-S. (1982) Biologische Stickstoffelimination mit Tauchtropfkörper. In: *Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft*, Band 73
- EPA (2002) Onsite Wastewater Treatment Systems Technology Fact Sheet 2. EPA/625/R-00/008
- FNDAE (1998) Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités. Document technique FNDAE n°22, Ministère de l'Agriculture et de la pêche, France
- FNDAE (2002) Stations d'épuration – Dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation. Document technique FNDAE n°22, Ministère de l'Agriculture et de la pêche, France
- GOI (2008) Government of India, Ministry of Finance, Central Board of Excise and Customs, Department of Revenue, [www.cbec.gov.in](http://www.cbec.gov.in)
- Hindu (2007) Delhi Consumers pay less for Electricity. The Hindu Online edition of India's National Newspaper Saturday, 24<sup>th</sup> Februar 2007  
<http://www.thehindu.com/2007/02/24/stories/2007022413430400.htm>
- LFU (1998) Stromverbrauch auf kommunalen Kläranlagen. Landesstelle für Umweltschutz Baden-Württemberg, Handbuch Wasser 4, Band 13, Karlsruhe
- MDDEP (2005) Guide pour l'étude des technologies conventionnelles du traitement des eaux usées d'origine domestique. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Québec
- Metcalf & Eddy (2003) *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*. McGraw-Hill Professional
- MOE (2007) *Design Guidelines for Sewage Works*. Ministry of the Environment, Ontario
- MoEF (1986) *Environment (protection) Rules. Part A: Effluents*, Ministry of Environment and Forest, India
- MURL (1998) *Energie in Kläranlagen*. Ministerium für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nordrhein-Westfalen
- Novak, O. (2000) Upgrading of Wastewater Treatment Plants equipped with Rotating Biological Contactors to Nitrification and P Removal. *Water Science and Technology*, Vol. 41, No. 1, S. 145 – 153
- Salveti, R., Azzellino, A., Canziani, R. Und Bonomo, L. (2006) Effects of Temperature on Tertiary Nitrification in Moving-Bed Biofilm Reactors. *Water Research*, Vol. 40, No. 15, S. 2981 – 2993
- WEF (2000) *Aerobic Fixed-Growth Reactors: A special Publication*. Water Environment Federation, Alexandria
- Zhu, S. und Chen, S. (2002) The Impact of Temperature on Nitrification Rate in Fixed Film Biofilters. *Aquacultural Engineering*, No. 26, S. 221 – 237

## 2.6 Abwasserreinigung mit dem getauchten Festbettverfahren

*A. Bahrt, H. Köser, S. Schlegel, M. Aubert und M. Marggraff*

### 2.6.1 Stand des Wissens und der Technik

Die getauchten Festbetten entsprechen einem vergleichsweise jungen Biofilmverfahren zur Abwasserreinigung, das sich getauchter und belüfteter feststehender Aufwuchskörper bedient, die aus strukturierten Kunststoff-Materialien mit einem Hohlraumanteil von 85 bis 90 % aufgebaut sind. Unter den typischen Einsatzbereichen des getauchten Festbettverfahrens sind zu nennen:

- vollbiologische Behandlungsstufe mit und ohne Stickstoffelimination
- Nitrifikationsstufe, z. B. bei Teichanlagen
- nachgeschaltete Stufe, z. B. zur Restnitrifikation nach Belebungsanlagen
- vorgeschaltete Stufe, z. B. für die Vorbehandlung von industriellen Abwässern mit schwer abbaubaren Inhaltsstoffen oder von Großküchenabwässern auf Indirekteinleiterqualität
- werkseitig vorgefertigte Kompaktanlage für die dezentrale Abwasserreinigung
- Reinigungsstufe für Fischteichwasser

Das getauchte Festbettverfahren wird ohne Schlammrückführung betrieben. Der Abbau – zumindest der Stickstoffverbindungen – beruht auf der Aktivität der Mikroorganismen des Biofilms. Die höhere spezifische Biomasse pro Reaktorvolumen führt im Vergleich zum Belebungsverfahren zu kompakten Anlagenabmessungen. Durch die Gasblasen der Belüftung wird der Zuwachs an Biofilm auf den Aufwuchskörpern kontinuierlich abgeschert und mit dem behandelten Abwasser abgeführt. Infolge der im Vergleich zu anderen Biofilmverfahren relativ langen Verweilzeiten sind Festbetten auch für Abwässer mit stark schwankender Belastung einsetzbar. Im Vergleich zu anderen Biofilmverfahren wird außer auf Pumpen, Gebläse und Rechen nicht auf mechanisch bewegte Teile zurückgegriffen. Abwässer, die zur Schaumbildung neigen, sind zuvor mit Entschäumungsmitteln zu behandeln. Der Verstopfungsgefährdung der Aufwuchskörper ist durch geeignete Maßnahmen zu begegnen, wie sie in den folgenden Abschnitten „Auslegung“ und „Verschlammung“ diskutiert werden.

In Deutschland werden getauchte Festbettverfahren mit Kapazitäten bis 100.000 EW betrieben. Für die Bemessung, konstruktive Gestaltung und den Betrieb dieser Abwasserreinigungsverfahren sind von der DWA verschiedene Arbeitsberichte verfasst worden. (ATV-Arbeitsgruppe 2.6.3, 1996, ATV-DVWK-Arbeitsgruppe KA

6.3, 2002, ATV-DVWK-Arbeitsgruppe IG 5.6, 2004 sowie DWA-Arbeitsgruppe KA 6.3, 2007)

## 2.6.2 Empfehlungen

Die Ausführungen in diesen Kapiteln sind in Empfehlungen zur Auslegung und zum Betrieb untergliedert.

Folgende Punkte sind bei der Auslegung von getauchten Festbetten zu berücksichtigen:

### Flächenbelastung

In Anlagen mit getauchten Festbetten werden der Abbau der Kohlenstoffverbindungen und die Nitrifikation durchgeführt. Die Auslegung des Festbettmaterials erfolgt auf der Basis von Flächenbelastungen. Die Regel der DWA-Arbeitsgruppe KA 6.3 sieht für einen 90 %igen Umsatz im Temperaturbereich von 10-20 °C folgende flächenbezogene Abbauraten und erforderliche Festbettaufwuchsflächen vor:

$$\text{erf. } A_{FB} = \frac{B_{d,BSB5,ZB}}{B_{A,BSB5}} + \frac{B_{d,TKN,ZB}}{B_{A,TKN}} < \text{vorh. } A_{FB} \quad (2.20)$$

mit:  $B_{A,BSB5}$  : BSB<sub>5</sub>-Flächenbelastung ≤ 12 g/(m<sup>2</sup> · d)

$B_{A,TKN}$  : TKN-Flächenbelastung ≤ 1,75 g/(m<sup>2</sup> · d)

und: erf.  $A_{FB}$  : erforderliche Festbettaufwuchsfläche in m<sup>2</sup>

vorh.  $A_{FB}$  : vorhandene Festbettaufwuchsfläche in m<sup>2</sup>

$B_{d,BSB5,ZB}$  : BSB<sub>5</sub>-Tagesfracht im Zulauf in g/d

$B_{d,TKN,ZB}$  : TKN-Tagesfracht im Zulauf in g/d

Bei Kläranlagen für Ausbaugrößen zwischen 50 und 1.000 EW sind die Flächenbelastungen wie folgt linear abzumindern:

$B_{A,BSB5}$  von 12 g/(m<sup>2</sup> · d) auf 6 g/(m<sup>2</sup> · d) und

$B_{A,TKN}$  von 1,75 g/(m<sup>2</sup> · d) auf 1,2 g/(m<sup>2</sup> · d)

Das erforderliche Festbettvolumen ergibt sich aus dem Quotienten der erforderlichen Fläche und der spezifischen Festbettfläche in m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> der installierten Festbettkörper.

Bisher ist der Temperatureinfluss auf den Umsatz nicht explizit in der Auslegung enthalten. Die Umsatzgeschwindigkeit der für den Kohlenstoffabbau verantwortlichen heterotrophen Biomasse in den Biofilmen der getauchten Festbetten nimmt zwar mit der Abwassertemperatur zu, eine Nutzung dieses Potentials über die von

der DWA (ATV-DVWK, 2002) vorgeschlagene Beladung hinaus kann jedoch im Regelfall nicht empfohlen werden, da dann die Verstopfungsanfälligkeit der Aufwuchskörper deutlich zunimmt. Die Schlammabfuhr ist ein bestimmender Faktor für den Hochlastbetrieb der getauchten Festbetten. Höhere Lastzustände setzen einen höheren Aufwand bei der Schlammabfuhr voraus – eine Voraussetzung, die bei kleineren Anlagen häufig nicht zu realisieren ist.

Die Temperatur wirkt sich ebenfalls signifikant auf den Umsatz und das Wachstum der Nitrifikantenbiofilme der getauchten Festbetten aus. In Modelluntersuchungen mit synthetischem Abwasser, das unter anderem aus peptonorganischen Verbindungen bestand (30 % organischer Stickstoff), erwies sich die von der DWA (ATV-DVWK, 2002) vorgeschlagene Bemessungsflächenbelastung von 1,75 g/(m<sup>2</sup>·d) bei 10 °C als gerade noch ausreichend (>90 % TKN-Abbau, Tabelle 2.7) und für 15 °C als recht sicher (>95 % TKN-Abbau). Bei 5 °C wäre jedoch eine Vergrößerung der Aufwuchsfläche notwendig (siehe Tabelle 2.7). Die TKN-Abbaugeschwindigkeit nahm bei 25 °C in dem Maße zu, dass auf der Hälfte der zur Verfügung stehenden Aufwuchsfläche bereits fast 95 % des TKN-Stickstoffs umgewandelt wurden. Damit wäre hier eine Halbierung der notwendigen Aufwuchsfläche möglich. Bei Abwassertemperaturen von 35 °C fiel die TKN-Abbaugeschwindigkeit nicht signifikant höher aus als bei 25 °C.

Tabelle 2.7: TKN-Abbau von getauchten Festbett-Biofilmen in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur von 5 bis 25 °C bei Auslegung nach DWA (Flächenbelastung  $B_{A(TKN)}=1,75 \text{ g/m}^2\cdot\text{d}$ )

	5 °C	10 °C	15 °C	25 °C
TKN-Abbau 50 % Fläche [%]	30	54	63	93
TKN-Abbau 100 % Fläche [%]	71	91	94	98

Die zulässigen TKN-Flächenbelastungen  $B_{A,TKN}$  könnten auf Grundlage dieser Ergebnisse zwischen 15 und 25 °C in erster Näherung von 1,75 auf 3,5 g/(m<sup>2</sup>·d) erhöht werden und dann bis 35 °C konstant belassen werden.

### N-Elimination

Die N-Elimination in ständig belüfteten, getauchten Festbetten kann einerseits auf heterotrophe Denitrifizierung von bereits gebildetem Nitrat mit Kohlenstoff und dem autotrophen Umsatz zwischen Ammonium und Nitrit (Deammonifikation, Anammox-Mikroorganismen lassen sich nachweisen) in den Biofilmzonen mit anoxischen Bedingungen zurückgeführt werden. Andererseits lässt die Elimination

auf den Einbau des Stickstoffs in die neugebildete Mikroorganismen-Biomasse schließen. Durch intermittierende Belüftung der getauchten Festbetten (Wechsel von Nitrifikation und Denitrifikation) und Rezirkulation von nitrifiziertem Abwasser aus der Nachklärung kann die simultane Denitrifikation erhöht werden. N-Eliminationsraten von ca. 50 % lassen sich in derart betriebenen Kläranlagen in Deutschland betriebsstabil realisieren. Der Verschlammungsgefahr ist mit geeigneten Mitteln entgegenzuwirken.

Die vorgeschaltete Denitrifikation in anoxisch betriebenen getauchten Festbetten ist mit hohen Flächenumsatzgeschwindigkeiten zumindest kurzzeitig möglich, bisher liegen jedoch keine Erfahrungen mit der langfristig betriebssicheren Fahrweise derartiger Anlagen vor.

Sind N-Eliminationsraten größer 50 % notwendig, so kann vom derzeitigen Stand der Erfahrungen her empfohlen werden, dem getauchten Festbett eine anoxische Schwebestufe als Denitrifikationsstufe vorzuschalten. Ergebnisse an einer derart konfigurierten 200 EW Pilotanlage sind in Tabelle 2.8 zusammengestellt. Niedrigere Rezirkulations/Zulauf-Verhältnisse wirken sich hier günstig auf den Nitrat-Abbau aus. Auch über die der eigentlichen Denitrifikations-Wirbelbett-Stufe nachfolgenden, belüfteten Kohlenstoff-Festbett-Stufe findet in Anwesenheit von leicht abbaubaren C-Verbindungen ein weiterer Nitrat-Abbau statt.

Tabelle 2.8: Denitrifikation in einer einem getauchten Festbett vorgeschalteten anoxischen Schwebestufe in Abhängigkeit vom rezirkulierten Klarwasser

Versuchs-Reihe	Rezi/Zul-Verhältnis	Zulauf	NO <sub>3</sub> -N-Belastung	NO <sub>3</sub> -N-Abbau-Geschwindigkeit	NO <sub>3</sub> -Abbaugrad
		m <sup>3</sup> /h	g/(m <sup>2</sup> *d)	g/(m <sup>2</sup> *d)	%
1	1,32	1,9	1,50	1,06	68
2	1,67	1,5	1,30	1,08	77
3	1,74	1	0,80	0,53	70
4	2,08	1,2	1,90	0,91	57
5	2,50	1	0,90	0,54	63
6	3,48	0,5	0,50	0,3	62
7	9,00	0,5	2,10	0,22	11

## **P-Elimination**

Bei getauchten Festbettanlagen ist die gezielte P-Ausschleusung über die Biomasse limitiert. Eine zuverlässige P-Elimination kann durch chemische Fällung erreicht werden, die nachgeschaltet erfolgen sollte, um den Festbettreaktor nicht unnötig mit Feststoff zu belasten (ATV-Arbeitsgruppe 2.6.3, 1996).

## **Salzeinfluss auf die Bemessung**

Wird das getauchte Festbett nach dem Ansatz der DWA (ATV-DVWK, 2002) ausgelegt, so zeigten die eigenen Untersuchungen unter Modellbedingungen, dass Gehalte von 20 g/l NaCl (osmotischer Druck ca. 20 bar, elektrische Leitfähigkeit von ca. 30 mS/cm) im zu behandelnden Abwasser den C-Abbau oberhalb von 10 °C nicht merklich beeinflussen. Bei 5 °C fand nach drei Wochen eine Adaptation der Mikroorganismen an das Salz statt. Bei Gehalten von 10 g/l NaCl blieben sie selbst bei 5 °C ohne den zwischenzeitlichen Einbruch des C-Abbaus.

Der Einfluss des NaCl auf die Nitrifikation ist ausgeprägter. Bei Auslegung nach DWA (ATV-DVWK, 2002) beginnt die Hemmung der Nitrifikation bei NaCl-Zugabe von 10 g/l zum Abwasser technologisch relevante Ausmaße anzunehmen. Die Hemmung manifestiert sich bei 15 °C in einem Verlust von etwa 50 % des  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abbaus, der vor der Salzzugabe erreicht wurde. Bei 25 und 35 °C hingegen blieb der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abbau bei etwa 90 % des salzfreien Betriebszustandes. Bei Gehalten von 20 g/l NaCl ging der  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abbau zunächst schlagartig zurück. In den darauf folgenden zwei Wochen folgte wiederum eine Steigerung des  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abbaus, die bei 15, 25 und 35 °C bis hin zu ca. 50 % der Ausgangsleistung führte. Für den ohnehin niedrigen  $\text{NH}_4\text{-N}$ -Abbau im 5 °C-Reaktor zeigte die Salzzugabe bis auf den kurzzeitigen schlagartigen Rückgang unmittelbar nach der Salzzugabe keinen weiteren Rückgang. Die Untersuchungen zeigten, dass die Adaptation der Nitrifikanten-Biofilm-Biozönose bei unter 25 °C auf den Salzstress nicht innerhalb von 2,5 Monaten erfolgt. Salz im Abwasser führte zu einer Verschiebung der Ammonium-Oxidierer-Population in Richtung der halophilen und halotoleranten *Nitrosomonas* spp.

## **Reaktoren**

Die Reaktoren für getauchte Festbetten bestehen aus einem oder mehreren Becken, in denen die submersen Aufwuchskörper für den Biofilm fest installiert sind. Heute werden beinahe ausschließlich Kunststoffe als Aufwuchsträger eingesetzt. Als Materialien wird auf Polyethylen (PE), Polypropylen (PP) oder Polyvinylchlorid (PVC) zurückgegriffen.

Der Biofilm für den heterotrophen C-Abbau entwickelt sich auch bei niedrigen Temperaturen beim Anfahren der Anlagen innerhalb weniger Tage. Jedoch ist zu beachten, dass sich der Nitrifikantenbiofilm während der Einfahrzeit von Anlagen (auch nach dem Austausch von Festbetten) für die verschiedenen kommerziell angebotenen Aufwuchsmaterialien unterschiedlich schnell entwickelt (bei 15 °C zwischen 48 und 73 Tage, bei 25 °C zwischen 26 und 61 Tage bis zur vollständigen Nitrifikation). In dieser Aufbauphase des Nitrifikantenbiofilms kann der Ablauf der Anlage einen höheren Nitritgehalt aufweisen. Der Anteil an Nitrit-Stickstoff am gesamten im Ablauf vorhandenen Stickstoff kann zwischenzeitlich, je nach Aufwuchsmaterial, über Wochen zwischen 20 und 80 % (als Maximum während der Nitrit-Phase) betragen und somit eine deutliche Belastung des Vorfluters hervorrufen.

Auch auf Schwankungen bei der TKN-Belastung reagieren die Biofilme der untersuchten Aufwuchsmaterialien unterschiedlich. Bei Betriebsregimen unter „Hunger“-Bedingungen (einmonatige Unterbrechung der Substratzufuhr, jedoch weiter belüftet) zur Simulation von z. B. saisonal bedingten Unterlastverhältnissen ergaben sich je nach Aufwuchsmaterial deutliche Unterschiede in den verbliebenen Rest-NH<sub>4</sub>-Abbaugeschwindigkeiten (nach zwei Wochen 33-64 % der Anfangsaktivität, nach einem Monat noch 2-30 %). Im stationären Zustand hat die Art des Aufwuchsmaterials dagegen keine signifikanten Auswirkungen auf die Nitrifikationsgeschwindigkeit.

Für den Abbau von Kohlenstoffverbindungen werden für die Festbettmaterialien eher niedrigere spezifische Oberflächen von ca. 100 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> empfohlen, um Verstopfungen zu vermeiden, während bei einer reinen Nitrifikation Materialien mit bis zu 200 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> eingesetzt werden. Bei der Bewertung der Füllkörper hinsichtlich der spezifischen Oberfläche empfiehlt es sich immer, vom Hersteller dessen Berechnung der trockenen Oberfläche ohne Mikrostrukturen <1 mm vorlegen zu lassen. Ferner sollte der Hersteller auch eine Abschätzung vorlegen, wie sich die Flächen verändern, wenn ein Biofilm von 1mm Dicke (Nitrifikation) oder 3 mm Dicke auftritt (C-Abbau).

Da es keine genormten Verfahren zur Berechnung der Oberflächen gibt, kann jeder Hersteller seine individuelle Methode anwenden. Je nach den im Einzelfall vorgenommenen Abschlägen für Zwickel, Berührungsflächen etc. sind die Herstellerangaben mehr oder weniger realitätsgetreu. Bewertungsfehler können somit nur vermieden werden, wenn nicht nur die Flächenangaben, sondern auch die Me-

thodik der Berechnung geprüft wird und vergleichbar ist. Insbesondere ist ein Vergleich mit geometrisch eindeutigen Körpern zu empfehlen.

Der Füllgrad sollte im Allgemeinen bei 60-80 % des gesamten Beckens liegen. Es sind Festbetthöhen bis 6 m in Betriebsanlagen realisiert worden.

Die Aufwuchselemente bzw. Festbetten werden von unten belüftet. Es werden sowohl grobblasige Röhrenbelüfter als auch feinblasige Membranbelüfter eingesetzt. Die Belüfter sind flächig unterhalb der Festbetten installiert. Im Verfahren übernimmt die Belüftung drei Aufgaben: Einerseits hat sie die für den biologischen Abbau der Abwasserinhaltsstoffe erforderliche Sauerstoffzufuhr sicherzustellen, andererseits sorgt sie für die nötige Durchmischung und für den Abtransport der überschüssigen Biofilme, um so Verstopfungen vorzubeugen.

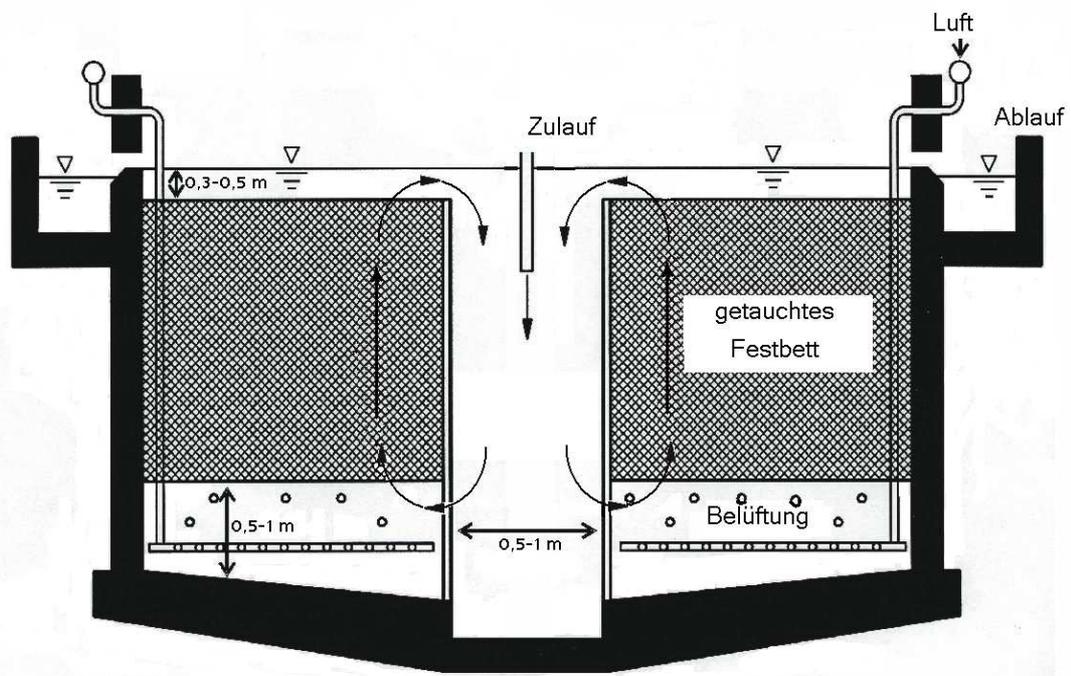


Bild 2.10: Empfohlene konstruktive Anordnung der getauchten Festbetten im Reaktor

Eine Kaskadierung der Festbettreaktoren ist sinnvoll. In den verschiedenen Reinigungszone entwickelt sich jeweils eine spezielle Biozönose. Insbesondere bei Ammonium-Flächenbelastungen, die über die Empfehlungen der DWA (ATV-DVWK, 2002) hinausgehen (siehe oben), konnte in Technikumsversuchen mit drei hintereinander geschalteten Becken gezeigt werden, dass sich eine deutliche Differenzierung der Prozesse herausbildete. Im Einlaufbecken herrschte erwartungsgemäß der Abbau von Kohlenstoffverbindungen durch heterotrophe Mikroorganismen vor. Gleichzeitig konnte ein Rückgang des Gesamt-Stickstoffs von

20-30 % festgestellt werden (siehe auch Empfehlungen Auslegung N-Elimination). Im zweiten Becken herrschte der in der ersten Stufe der Nitrifikation gebildete Nitrit-Stickstoff vor, der dann im dritten Becken fast vollständig zu Nitrat umgesetzt wurde. Im Vergleich dazu zeigte ein Einzelreaktor bei vergleichbaren Schmutzstoffbelastungen häufig kurzzeitig höhere Restkonzentrationen an Nitrit-Stickstoff als Zeichen der unvollständigen Nitrifikation.

Auch an der Prototypanlage (200 EW) erfolgte bei Auslegung nach DWA (ATV-DVWK, 2002) die räumliche Trennung der Reinigungsprozesse in eine Kohlenstoff- und Nitrifikationsstufe.

### **Bau- und betriebsbedingte Störungen des Bioreaktors**

Folgende Punkte können den Betrieb von Festbetтанlagen beeinflussen:

#### **Verschlämmung**

Eine hohe vertikale Durchgängigkeit des Festbetts ist zu fordern, da die größte Gefahr für die Reinigungsleistung getauchter Festbetten von Verstopfungsproblemen der Festbetten ausgeht. Infolge der ständig getauchten Betriebsweise weist der Bewuchs der Festbetten nur geringe Gewichtsunterschiede zum umgebenden Abwasser auf, was eine Verschlämmung begünstigt. Wurde dies bei der Konstruktion nicht bereits im Anfangsstadium berücksichtigt, hilft nur eine stark intensivierte Belüftung, um dieses Defizit auszugleichen. Reicht diese nicht aus, kann eine Erneuerung des Festbettes bzw. dessen Tragwerkskonstruktion erforderlich werden. Aber auch bei vertikaler Durchgängigkeit des Festbetts besteht ohne eine intensive, regelmäßige Spülung die Gefahr einer Verschlämmung.

Dem vorgenannten Problem dient auch die außermittige Anordnung von Festbett und Belüftung im Reaktorbecken, wodurch eine Belüftungswalze induziert wird. Ist diese nicht vorhanden, muss erheblich mehr Belüftungsenergie zur Erzeugung einer ausreichenden Turbulenz und Durchmischung aufgewendet werden. Ein Umbau der Anlage ist oftmals sinnvoll, um die Betriebsergebnisse zu verbessern und den Energieverbrauch zu senken.

Es ist darauf zu achten, dass unabhängig vom erforderlichen Sauerstoffeintrag immer eine ausreichende Durchmischung (i. d. R. mittels Lufteintrag) und das Vorhandensein einer Strömung gewährleistet sind, um u. a. Kurzschlussströmungen zu vermeiden. Dies wird erreicht durch einen oberhalb und unterhalb liegenden Freiraum, sowie frei gehaltene Gassen neben den Festbettkörpern. Strö-

mungsleitbleche können ebenfalls hilfreich sein, insbesondere wenn die Festbetten intermittierend belüftet werden sollen.

Die Güte der Durchmischung wird bei der niedrigsten zulässigen Belüftung nach Farbstoffzusatz zum Zulauf sichtbar. Erkannt werden kann eine unzureichende Durchmischung bzw. Verschlammung des Festbetts bereits an der Luftblasenverteilung an der Wasseroberfläche.

Auftretende schwarze Biofilme, teilweise mit weißen Stellen besetzt, zeigen längerfristig anaerobe Verhältnisse an. Bei Erhöhung der Schadstoffbelastung sind daher die Wartung zu intensivieren (häufigeres Spülen mit erhöhter Luftmenge von  $20 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ , gegebenenfalls Ablassen des Festbettbeckens mit anschließender manueller Abreinigung von übermäßigem Schlamm/Biofilm, der sich nicht mehr auf dem betriebsgemäßen Weg abreinigen lässt) und die Dauerbelüftungintensität zu erhöhen, um das Auftreten des dunklen Schlammes zu vermeiden (DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3, 2007).

### **Nitrifikationsprobleme**

Im Fall nitrifizierender Festbetten sind die Sauerstoffgehalte ausreichend hoch zu halten, so dass im Wasser mehr als  $3 \text{ mg/l}$  gelöster Sauerstoff messbar sind.

Die Nitrifikation ist im Vergleich zum  $\text{BSB}_5$ -Abbau deutlich empfindlicher gegenüber Störeinflüssen. Zu geringe Sauerstoffgehalte oder Störstoffe im Rohwasser werden daher zunächst den Ammoniumabbau beeinflussen. Höhere Gehalte an suspendierten Feststoffen oder Schlamm wirken sich ebenfalls negativ auf den Ammoniumumsatz aus. Es empfiehlt sich, in nitrifizierenden Becken regelmäßig gegen Ende der Luftspülphasen den Gehalt an absetzbaren Bestandteilen zu ermitteln. Einem Ansteigen dieser Werte ist durch eine verlängerte Spülzeit oder häufigeres Spülen zu begegnen (DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3, 2007).

### **Schleimbildung**

Die meisten sessilen, Biofilm bildenden Abwasserbakterien sind in der Lage Schleime auszubilden, um zum einen an der Oberfläche anzuhafte, zum anderen als Schutzsubstanz gegen Störstoffe. Die Entwicklung von Schleimen ist normalerweise umso ausgeprägter, je höher die Anlagenbelastung (insbesondere mit Kohlenhydraten) ist. Einleitungen von einseitig zucker- oder alkoholhaltigen Wässern (Wein- und Saftherstellung, Kartoffelverarbeitung) kann die Entwicklung stark Schleim bildender Bakterien fördern, welche dann auch ohne fädiges Stützgerüst sehr abrasionsresistente, zähe und voluminöse Biofilme erzeugen. Im Falle eines

lang andauernden Substratmangels werden hingegen Extrazelluläre Polymere Substanzen (EPS) abgebaut und als Nährstoff veratmet. Schwachbelastete Anlagen weisen deshalb keine schleimhaltigen Biofilme auf (DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3, 2007).

### **Schaumbildung**

Beim Einfahren und bei der intermittierenden Belüftung von Festbetтанlagen tritt häufig Schaumbildung auf. Auch während des Betriebes kann die Massentwicklung von fädigen Organismen zu einer störenden Schaumentwicklung führen. In Fällen fett- oder lösungsmittelhaltiger Abwässer können Nocardia-Fadenbakterien die Ursache sein. Sehr viel häufiger ist die Schaumbildung jedoch auf die Einleitung von oberflächenaktiven Stoffen (Tensiden) oder das Ausschäumen von Eiweißverbindungen zurückzuführen. Eine Überdosierung an Tensiden kann oft schon per Küvettentest (Methylenblau-Aktive-Substanzen, MBAS) festgestellt werden. Nach Betriebserfahrungen sollte dieser Wert nicht über 10 mg MBAS/l liegen, um die Flockungsfähigkeit der Bakterien nicht negativ zu beeinflussen.

Gegen die Bildung von Schaum hilft die Dosierung von Entschäumungsmitteln, die Besprühung mit Wasser (ggf. vom Ablauf der Anlage) oder auch die Abdeckung der Festbetтанlage.

### **Ablauftrübung**

Die Stabilität des Biofilms wird u. U. durch pH-Werte  $< 6,5$  beeinträchtigt, wie sie durch Nitrifikation bei sehr weichem Abwasser auftreten können. Falls das Abwasser nicht genügend Alkalität (nicht Säurekapazität!) aufweist, kann es zu einer Ablösung von sehr kleinen Biomassekompartimenten kommen, so dass der Ablauf aus der Nachklärung stark trüb bleibt. Abhilfe kann die Zugabe von Alkalitätsbildnern wie Kalk und/oder eine Denitrifikationsstufe schaffen.

Als weitere Ursache für einen trüben Ablauf kommen sowohl Mazeratorpumpen, die die im Zulauf enthaltenen Partikel stark zerkleinern, als auch Wasserinhaltsstoffe wie Tenside in Frage, die die Koagulation der Bakterien stören (DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3, 2007).

### **Nachklärbecken**

Für die Nachklärbecken der getauchten Festbetten gelten die gleichen Aussagen wie für die Nachklärbecken der Tropfkörper (Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281, 2001). In der Regel ist das Absetzverhalten des Schlammes aus Anlagen mit ge-

tauchten Festbetten aber besser als das des Tropfkörperschlammes, wodurch auch eine höhere Flächenbeschickung (bis zu 1,6 m/h) betrieblich möglich ist.

### **Schnecken**

Die Klasse der Schnecken (Gastropoda) ist bei Festbetтанanlagen durch die Familien Physidae und Lymnaeidae vertreten. Ein Massenvorkommen kann zu Nitrifikationseinbrüchen führen, da der Biofilm schneller abgeweidet wird als er nachwächst und dies besonders die langsam wachsenden Nitrifikanten dezimiert. Sie treten im Temperaturbereich zwischen 10 und 15 °C auf.

*Lymnea stagnalis* und *Physa spec.* sind pulmonate Schnecken, d.h. sie atmen an der Wasseroberfläche Luft über Lungen ein und kommen damit auch mit geringen Sauerstoffgehalten zurecht. Ihre Nahrung bilden Schlamm bzw. Biofilm und Algen. Diese Schnecken wurden bisher nur in organisch sehr schwach belasteten Festbetтанanlagen beobachtet, wo sie den Biofilm so stark abweideten, dass keinerlei Nitrifikation mehr stattfand und auch der CSB-Abbau bei Belastungsspitzen unzureichend wurde.

Der oftmals in der Literatur beschriebene Einsatz von toxischen Substanzen zur Bekämpfung von Schnecken ist aus ökologischen Gründen kritisch zu bewerten und daher abzulehnen. Da Schnecken nur in schwach belasteten Anlagen auftreten, stellt die Erhöhung der CSB-Fracht generell ein gutes Mittel dar. Falls verfügbar, können kurzfristig biologisch gut abbaubare Stoffe zugegeben oder der natürliche Zulauf erhöht werden, damit sich wieder genug Biomasse aufbaut und die Schnecken ihre günstigen Randbedingungen verlieren. Als nicht wirksam ist bei *Lymnea* das Abschalten der Belüftung bei wenig Zehrung zu bewerten, da diese Schnecken Luftatmer sind und sie sowohl unter Wasser als auch an den Beckenrändern über dem Wasserspiegel siedeln.

Bewährt hat sich eine einmalige Gabe von Kaliumpermanganat. Die letale Dosis für die *Lymnea*-Schnecken liegt unter 0,02 g/l. Permanganat ist ein starkes Oxidationsmittel, welches auch den CSB reduziert. Nach einigen Stunden Belüftung ist es vollständig oxidiert und wird als unschädliches Manganoxid abgelagert. Alternativ kann auch Salz benutzt werden, falls es die Situation des Vorfluters zulässt. Ökologische Schäden sind hier sorgfältig abzuwägen. Die letale Dosis von Kochsalz liegt je nach Art und Befall zwischen 4 und 8 g/l. Salz ist preisgünstig als „Streusalz“ erhältlich, dabei muss jedoch auf Kochsalz (NaCl) als Inhaltsstoff geachtet werden.

Als Gegenmaßnahme bei Physellabefall ist eine Erhöhung des pH-Wertes in den Bereich 9,5 bis 9,8 für ca. 4 Stunden hilfreich. Grundsätzlich müssen alle Gegenmaßnahmen nach einigen Wochen wiederholt werden, um auch Laich und Jungtiere zu erfassen (DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3, 2007).

### **Würmer und Zuckmückenlarven**

Sie sind häufig in der kalten Jahreszeit (bei Temperaturen  $\leq 10^\circ\text{C}$ ) in getauchten Festbetten anzutreffen, insbesondere bei hohen organischen Belastungen und infolge der durch die Temperatur verlangsamten Wachstumsraten der Nitrifikanten. Dies kann zu massenhafter Vermehrung von *Tubifex tubifex* und den Zuckmückenlarven führen, was im Extremfall einen Einbruch der Nitrifikation nach sich ziehen kann. Jedoch ist bei einem Befall zu überprüfen, ob er sich überhaupt negativ auf die Reinigungsleistung auswirkt, da sich eine nachhaltige Reduzierung der Würmer meist schwierig gestaltet. Bekämpfungsmaßnahmen wie die Dosierung von Kupfersulfat oder das mehrtägige Abschalten der Belüftung sind umstritten, da sich diese auch negativ auf die anderen nützlichen Mikroorganismen der Abwasserreinigung auswirken können. Im Extremfall müsste das Festbettmaterial komplett ausgetauscht werden und die Anlage gründlich von dem mit Würmern durchsetzten Schlamm abgereinigt werden (DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3, 2007).

### **2.6.3 Energieverbrauch und Kosten**

Die Kosten für Reaktorvolumina, Pumpen, Gebläse und Nebenanlagen des getauchten Festbettverfahrens sind vergleichbar mit denen der anderen Abwasserreinigungsverfahren. Die im Folgenden diskutierten Kostenangaben konzentrieren sich auf die Kunststoff-Aufwuchsmaterialien, der charakteristischen Ausrüstungskomponente der getauchten Festbetten.

Zu den Kosten der Festbetten gehören neben den Herstellungskosten für das Festbettmaterial und den Belüftungselementen auch die der zusätzlich notwendigen Einbauten (siehe Tabelle 2.9). Diese Einbauten sind zum einen Stahlkonstruktionen, die das Aufwuchsmaterial im ständig getauchten Zustand halten und gegen Auftrieb absichern. Die strukturlosen Aufwuchsmaterialien (Folienstreifen, Textilgewebe) müssen an speziell für diesen Zweck angefertigte Käfige befestigt werden, um ihre Hohlraumstruktur anzunehmen. Diese Festbett-Gestelle müssen nach Ablassen des Abwassers auch die Lasten der Biofilmschlämme aufnehmen und sollten die Möglichkeit bieten, die Aufwuchsmaterialien mit Hilfe von Kränen aus den Becken bewegen zu können. Es kommt vor, dass die Kosten für die Festbettgestelle eingespart werden, indem das Material in die Becken gepresst wird.

Dieses Vorgehen erschwert jedoch einen späteren Ausbau des Materials zwecks Abreinigung der Verstopfungen der Festbetten und Austausch der unterhalb der Festbetten angebrachten Belüftungselemente.

Auf Grundlage der Angaben in Tabelle 2.9 lässt sich feststellen, dass Material-, Gestell- und Belüftungselementkosten etwa zu gleichen Teilen in die Gesamtkalkulation eingehen.

Die Einbau- und Transportkosten unterliegen größeren Schwankungen je nach Material und Einsatzgebiet (unterschiedlich lange Transportwege, Anlagenbau im Ausland usw.). So lohnt sich beispielsweise ab bestimmten Entfernungen bzw. Projektgrößen im Fall der Wellfolien-Aufwuchskörper der Transport von Einzelfolie zur Baustelle (Tabelle 2.9, Beispiele 1 und 2, für Anlagen > 100 m<sup>3</sup>), um sie dort mithilfe von Schweiß- und Klebemaschinen zu räumlichen Paketen zusammenzufügen. Die Maschinen werden in diesen Fällen von den Herstellern mitgeliefert. Einige Hersteller haben Partner in vielen Regionen, die diese Maschinen vorhalten. Auf diese Weise können das Transportvolumen um ein Vielfaches verringert und die Transportkosten reduziert werden. PP (Beispiel 2) kann nur geschweißt werden. Der Aufwand ist beim Schweißen deutlich geringer und die Produktionssicherheit größer als beim Kleben von PVC, da das Aufschmelzen und Wiederverfestigen der Schweißpunkte bei PP zügig und sicher verläuft. Es wird die Trockenzeit der lösemittelhaltigen Kleber vermieden und Störfaktoren wie Temperatur und Feuchtigkeit kommen nicht zum Tragen. PVC könnte auch geschweißt werden, jedoch müssten dabei entstehende Dämpfe abgesaugt werden und das Schmelzen ist schwieriger als bei PP, so dass hier das Kleben bevorzugt wird. Ist eine Schweißmaschine in günstiger Entfernung vorhanden oder ist das Projekt groß genug (ca. 1500 m<sup>3</sup>), um eine Maschine extra vor Ort zu bringen, können PP Aufwuchsflächen vorteilhafter angeboten werden als solche aus PVC. Für Projekte zwischen 100 und 1500-2000 m<sup>3</sup> ist PVC mit Vor-Ort-Verklebung vorteilhaft, und bei Anlagen unter 100 m<sup>3</sup> lohnt sich der Antransport fertiger Blöcke per Container.

Die Raumstruktur der Gitterrohraufwuchsmaterialien wird bereits bei der Fertigung festgelegt. Für Gitterrohre (Beispiel 4 in Tabelle 2.9) müssen daher generell größere Transportvolumina eingeplant werden.

Der Energieverbrauch von Betriebsanlagen nach der Festbetttechnologie variiert wie auch bei anderen Anlagentypen stark mit der Ausbaugröße, Verfahrensführung, Reinigungsanforderungen (z.B. C, C+N oder C+N+Deni) und örtlichen Gegebenheiten. In Tabelle 2.10 sind die Energieverbräuche von sieben ausgewerteten Anlagen in Deutschland zusammengefasst und den entsprechenden Größen-

klassen zugeordnet. Die Energieverbräuche sind in erster Näherung vergleichbar mit denen von Belebungsanlagen vergleichbarer Größe. Die Detailanalyse zeigt, dass ein wesentlicher Anteil am Stromverbrauch mit 50-60 % der Bereitstellung der Prozessluft zukommt.

Tabelle 2.9: Beispiele für Kosten verschiedener Festbettmaterialien (Quelle: persönliche Mitteilungen von Anbietern)

Beispiel:	1	2	3	4	5
Aufwuchsmaterial	PVC	PP	PP	PE	PE
Form/Art	Wellfolien geklebt	Wellfolien geschweißt	Gewebe	Gitter- rohre	Folien- streifen
Oberfläche m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	100-240	150	100-200	100-150	100-250
Aufwuchsmaterial- kosten in EUR/m <sup>3</sup> FB	120-150 <sup>1)</sup>	100-130 <sup>1)</sup>	50 <sup>2)</sup>	150-167 <sup>2)</sup>	95 <sup>1)</sup>
Kosten Gestell/ Un- terkonstruktion in EUR/m <sup>3</sup> FB	150-250 <sup>1)</sup>	150-250 <sup>1)</sup>		62-160 <sup>2)</sup>	240 <sup>1)</sup>
Belüftung in EUR/m <sup>3</sup> FB	100-200	100-200	100-200	100-200	100-200

<sup>1)</sup> eingebaut

<sup>2)</sup> Herstellungskosten

Tabelle 2.10: Gesamter spezifischer elektrischer Energieverbrauch von Betriebskläranlagen mit getauchten Festbetten in Deutschland (Quelle: Eigene Erhebungen)

Angeschlossene EW	Art der Reinigung	Energieverbrauch kWh/(a*EW)	Energieverbrauch kWh/m <sup>3</sup>
<1.000	C+N+DeNi	78	1,18
1.000-5.000	C, C+N, C+N+Deni	37-79	0,22-0,87
5.000-10.000	C+N	26	0,24

#### 2.6.4 Literatur

- ATV-Arbeitsgruppe 2.6.3 (1996) Tropf- und Tauchkörper. Arbeitsbericht Anlagen mit getauchten Festbetten, KA-Abwasser, Abfall 1996 43 S. 2013-2023
- ATV-DVWK-Arbeitsgruppe KA-6.3 (2002) Tropf- und Tauchkörper. Arbeitsbericht: Neue Erkenntnisse über Anlagen mit getauchtem Festbett. KA-Abwasser, Abfall 2002 49, S. 1703-1707
- ATV-DVWK-Arbeitsgruppe IG-5.6 (2004) Biofilmverfahren. Arbeitsbericht: Aerobe Biofilmverfahren in der Industrieabwasserreinigung. KA-Abwasser, Abfall 2004 51, S. 195-198
- ATV-DVWK (2001) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 281 Bemessung von Tropfkörpern und Rotationstauchkörpern. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- DWA-Arbeitsgruppe KA-6.3 (2007) Tropf- und Tauchkörper. Arbeitsbericht: Leitfaden zur Erkennung und Behebung von Betriebsproblemen bei Tropfkörpern, Rotationstauchkörpern und getauchten Festbetten, DWA Bad Hennef

## 2.7 Bemessung und Betrieb von Abwasserteichen

*K.-U. Rudolph und T. Fuhrmann*

### 2.7.1 Stand des Wissens und der Technik

#### 2.7.1.1 Einleitung

Weltweit stellen Teichanlagen einen sehr großen Anteil aller Abwasserreinigungsanlagen dar, vor allem in Entwicklungs- und Schwellenländern (Bild 2.11). Insbesondere in ländlichen Räumen, wo die Stromversorgung unsicher ist, große Flächen vorhanden und Erdarbeiten preisgünstig sind – und nicht zuletzt wegen der vergleichsweise geringen Anforderungen an den laufenden Betrieb – sind Abwasserteiche oftmals die sinnvollste Möglichkeit für eine nachhaltig funktionierende Abwasserentsorgung.



Bild 2.11: Abwasserteichanlage Bin Hung Hoa in Ho Chi Minh City, Vietnam (30.000 m<sup>3</sup>/d)

In Deutschland sind noch rund 3.000 Abwasserteiche in Betrieb, vor allem in ländlichen Regionen wie etwa in Bayern. Die Zahl nimmt ab, seitdem auch kleinere Klärwerke Stickstoff reduzieren müssen (obwohl auch Nitrifikation/Denitrifikation in Abwasserteichen möglich ist). Deshalb ist die wissenschaftlich fundierte Weiterentwicklung der Abwasserteichtechnologie in den letzten Jahrzehnten in Deutschland fast vollständig zum Erliegen gekommen.

Auch in Schwellenländern gibt es die Tendenz, bestehende Abwasserteichanlagen durch konventionelle Verfahren (insbesondere Belebungsanlagen) zu ersetzen. Oft geht es um die Flächen, die dann frei werden, wenn man flächenintensive

Abwasserteiche durch Kompaktanlagen ersetzt. Sehr häufig hat man vor Ort schlechte Erfahrungen gemacht, z. B. wegen Geruchsemissionen oder Funktionsmängeln von Abwasserteichanlagen (die aber, wie nachfolgend gezeigt, eher auf Fehler in Bemessung und Betrieb zurückzuführen sind, als auf grundsätzliche Nachteile der Teichtechnologie). Aus Schwellenländern, wie etwa Südafrika, die in der Vergangenheit bei der Entwicklung leistungsfähiger Abwasserteichtechnologien führend waren (Pond Enhanced Treatment and Operation / PETRO-System, Algenteich usw.), ist deshalb ebenfalls eine deutliche Verlangsamung, wenn nicht gar ein Stillstand, der technologischen Entwicklung eingetreten.

Gerade in Deutschland wird das unverändert hohe Potential der Abwasserteichtechnologie unterschätzt. Man geht fälschlicherweise davon aus, dass Abwasserteiche nur für kleine Anlagen ohne technische Ansprüche geeignet seien, und dass die technologische Leistungsfähigkeit grundsätzlich schlechter sei als beispielsweise die von Belebungsanlagen oder Tropfkörperanlagen. Aufgrund mangelhafter Kenntnisse wird bei Entscheidungen vor Ort oft unterstellt, dass Abwasserteichanlagen stärker zu Geruchsbildung neigen als andere Verfahren.

Getrieben von neuen wissenschaftlichen Erkenntnissen und den enormen wirtschaftlichen Vorteilen, die Abwasserteichtechnologien insbesondere in Kombination mit anderen Verfahren und im Rahmen von Stufenausbauprogrammen (siehe hierzu Kapitel 4.4) sowie durch die natürliche Desinfektionswirkung haben – wenn sie richtig bemessen und vor allem auch betrieben werden –, wird ein neuer „Boom“ dieser Technologie vor allem in tropischen Ländern erwartet (laut Meinung der IWA-Arbeitsgruppe „Abwasserteiche“, konkret festgemacht z. B. an neueren UASB-/Teich-Anlagen in Brasilien und getragen vor allem von der Erkenntnis, dass Abwasserteiche sehr gute Möglichkeiten bei der Reduktion mikrobiologischer Belastung im Zusammenhang mit Wasserwiederverwendung (siehe dazu Kapitel 3) und bei der Gewinnung von Biomaterial wie Algen und Wasserpflanzen bieten).

### **2.7.1.2 Arten von Abwasserteichen**

Abwasserteichanlagen setzen sich in der Regel aus mehreren Einzelteichen zusammen. Die einzelnen Teiche unterscheidet man danach, welche prozesstechnische Funktion im Vordergrund steht (Sedimentation, anaerober, anoxischer oder oxidativer Schadstoffabbau). Weitere Bezeichnungen beziehen sich auf die eingesetzte Bauweise oder Ausrüstung (belüftete, unbelüftete Teiche, Pfropfenströmung vs. Durchmischung, besondere Verfahren wie Nitri-/Denitri-Teiche durch intermittierende oder wandernde Belüftung, Algenteiche u. v. a. m.). Im internatio-

nalen Kontext kommen zudem diverse Kombinationen mit anderen Behandlungsverfahren zum Einsatz.

In Tabelle 2.11 sind die technischen Merkmale zusammengestellt, nach denen eine Abwasserbehandlungsanlage als „Abwasserteich“ definiert werden kann. Es handelt sich in der Regel um Anlagen in Erdbeckenbauweise, wenngleich auch Beton oder Stahl zum Einsatz kommen können, und um eine Konfiguration ohne Rezirkulation, wenngleich Rücklaufströme für bestimmte Prozesstechnologien eingesetzt werden (beispielsweise zur Geruchsverhinderung, Sicherstellung einer sauerstoffreichen Wasserschicht in vorgeschalteten anaeroben/anoxischen Abwasserteichen durch Rücklauf aus dem Oxidationsteich).

Tabelle 2.11: Grundlegende Merkmale von Abwasserteichanlagen (Rudolph et al., 2009)

Nr.	Merkmal	Typische Ausprägung bei Abwasserteichanlagen
1	Bauweise	Erdbeckenbauweise (abgesehen von teilweiser Befestigung von Sohle und Böschungen)
2	Hydraulik	Durchlaufreaktor (abgesehen von Algen- und Sauerstoffrückführungen bei Sonderkonstruktionen)
3	Biologischer Prozess	Bakterien- und Algenbiologie, meistens suspendiert (zusätzlich tlw. Aufnahme durch Pflanzen und Fische)

Hinweis: Hybrid- und Kombinationsverfahren, die teilweise auch Eigenschaften von Belebtschlammverfahren und Biofiltern nutzen, sind international weit verbreitet, wie Teich-SBR, PETRO-Systems, Versickerungsfilter etc.

Prozesstechnisch herausragendes Merkmal ist die Tatsache, dass Abwasserteiche einen wesentlichen Teil der Stoffumsetzung über Algen bewerkstelligen (d. h. mit Solarenergie), woraus sich ableiten lässt, dass Abwasserteiche insbesondere dort attraktiv sind, wo eine hohe Solarstrahlung existiert.

### 2.7.1.3 Bemessung von Abwasserteichen in Deutschland

In Deutschland sind die Dimensionierung und Konstruktion von Abwasserteichanlagen im Arbeitsblatt DWA-A 201 (DWA, 2005) und der DIN 12255-5 (1999) geregelt. Dem Arbeitsblatt DWA-A 201 (DWA, 2005) liegt ein einfacher empirischer Bemessungsansatz über Flächen- und Raumbelastung zu Grunde (z. B. pauschal 10 m<sup>2</sup>/EW bei unbelüfteten Teichen). Die Ansätze zielen auf Baugrößen bis max. 5.000 EW und sind spezifisch auf die deutschen klimatischen Verhältnisse abgestimmt.

## 2.7.2 Empfehlungen

### 2.7.2.1 Einsatzgrenzen

Wo wenig Fläche verfügbar ist und wo man auch keine Reserveflächen für spätere Technologieumstellungen verfügbar machen möchte (sogenanntes „Land Banking“: dabei wird beispielsweise in einer ersten Ausbauphase ein Abwasserteich angelegt und das Gelände kann später für eine konventionelle Anlage weit größerer Kapazität verwendet werden), sind Abwasserteiche schlechter einsetzbar als Platz sparende Technologien. Ein Veto-Kriterium stellt die Außentemperatur dar: Wo Nitrifikation oder hohe Abbauraten gefordert werden, darf die Abwassertemperatur über längere Zeiträume beispielsweise nicht unter 12 °C absinken.

Abwasserteiche werden in kalten Regionen deshalb nur dort eingesetzt, wo Nitrifikation nicht gefordert wird und ggf. während des Winters nur geringere Abwassermengen anfallen (z. B. Gebiete mit Sommertourismus in Kanada oder Teichanlagen in Russland und Tschechien, die im Rahmen des Vorhabens untersucht wurden). Alle anderen technischen Auswahlkriterien sind relativ zu bewerten und keine „Ausgrenzungskriterien“ mit Veto-Charakter. Eine Übersicht über die relevanten Auswahlkriterien ist in Tabelle 2.12 bis Tabelle 2.14 gegeben.

Tabelle 2.12: Auswahlkriterien für Abwasserteiche im Vergleich zum Belebungsverfahren (Rudolph et al., 2009)

Nr.	Kriterium		Erläuterung
1	Flächenbedarf	-	Hinweis: Bis zu 40 % des Flächenbedarfs von Kläranlagen fallen für Infrastruktur an, nicht für die Prozessreaktoren.
2	Winterbetrieb	-	N-Abbau kommt praktisch zum Erliegen unter 5°C.
3	Speicher-/ Pufferkapazität	+	Für Wasserwiederverwendung, Regenwasser, Spitzenausgleich etc. relevant.
4	Betriebliche Anforderungen	+	Anforderungen für Teichanlagen sind gering, aber nicht vernachlässigbar!
5	Investitionskosten	+	Aufwendige Maßnahmen für Mehrfachdichtungen können zusätzliche Kosten bei Teichen verursachen.
6	Verdunstungsverluste	[-]	Verluste aufgrund der großen Oberfläche; aber: die intensive Belüftung bei Belebungsverfahren verursacht ebenfalls hohe spezifische Verdunstungsverluste pro m <sup>2</sup> .

+ = Vorteil                      ( ) = abhängig von der Prozesstechnologie  
 - = Nachteil                      und den örtlichen Bedingungen                      [ ] = Annahme; hier besteht noch Forschungsbedarf

Hinweis: Die Angaben gelten für kommunale Abwasserteichanlagen unter „normalen“ Bedingungen.

Tabelle 2.13: Bewertungskriterien für Abwasserteiche im Vergleich zum Belebungsverfahren (Rudolph et al., 2009)

Nr.	Kriterium	Erläuterung
1	Ablaufwerte, organische Belastung	(+/-) Für eine weitergehende Verringerung von CSB-, BSB-, SS-Werten können zusätzliche Behandlungsstufen erforderlich sein, sowohl für Abwasserteich- als auch Belebungsanlagen.
	Ablaufwerte, Nährstoffe	(+/-) Sehr effektive Behandlungsverfahren sind sowohl für Abwasserteich- als auch Belebungsanlagen verfügbar.
	Ablaufwerte, mikrobiologische Belastung	(+/-) Belebungsanlagen erfordern tlw. zusätzliche Desinfektion; bei Teichen wird dies tlw. ebenfalls nötig, zumindest im Fall von Ablaufgarantien. In der Gesamtsicht schneiden Teichanlagen etwas besser ab, z. B. bei der Virus-Reduktion.
	Ablaufwerte, Algen	(-) Algen müssen ggf. durch spezifische Maßnahmen vom Teichablauf entfernt werden.
	Ablaufwerte, Biozönose	(+/-) Nachbehandlung kann erforderlich werden zur Vermeidung eines biozönotischen Schocks.
2	Energieverbrauch	(+) Unbelüftete Teichanlagen haben nahezu keinen Energieverbrauch, lediglich für Pumpen, Rechen etc. Biogas-Gewinnung ist bei Teich- wie bei Belebungsanlagen optional möglich.
	Empfindlichkeit in Bezug auf die Energieversorgung	(+) Im Falle von Unterbrechungen der Stromversorgung können Teichanlagen ihre Funktion für einige Tage aufrecht erhalten, wohingegen Belebungsanlagen sofort ausfallen und evtl. eine aufwändigere Wiederaufnahme des Betriebs erfordern.
3	CO <sub>2</sub> -Bilanz	(+) Emissionen sind ungefähr proportional zur BSB-Reduktion; Belebungsanlagen können einfacher abgedeckt werden, aber weisen einen höheren Energieverbrauch auf.
	Klimarelevante Emissionen	[-/+] Nicht abgedeckte Teiche mit unzureichenden Betriebsbedingungen können CH <sub>4</sub> und NO <sub>x</sub> freisetzen. Bei Lebenszyklusbetrachtungen und unter Berücksichtigung des Energieverbrauchs setzen gut betriebene Teichanlagen vermutlich weniger klimarelevante Gase frei als Belebungsanlagen.
4	Geruchsbelastung (und VOC)	(+/-) Die Geruchsintensität von gut betriebenen Teichen ist signifikant geringer als die von Belebungsanlagen. Abdeckung und Gasfassung sind bei Belebungsanlagen einfacher auszuführen.
5	Moskitos, Ungeziefer, Ratten etc.	(-) Belästigungen können durch geeignete Ausführung und ordnungsgemäßen Betrieb der Teiche begrenzt werden.
6	Feststoffanfall	(+) Die Schlammproduktion in Teichanlagen ist geringer als in Belebungsanlagen, insbesondere bei hochbelasteten Anlagen. Keine Unterscheide bei der mechanischen Vorbehandlung (die bei beiden Verfahren vorhanden sein sollte).

Erläuterungen siehe Tabelle 2.12

Tabelle 2.14: Übergeordnete Kriterien für Abwasserteiche im Vergleich zum Belebungsverfahren

Nr.	Kriterium	Erläuterung
1	Finanzielle Anreize	(-) Finanzielle Anreize für Consultants und Ausrüster sind bei Belebungsanlagen tlw. höher, was die Entscheidung zu Ungunsten von Teichanlagen beeinflussen kann.
2	Technische Steuerbarkeit	(-) Die Veränderung und Steuerung von Hydraulik und Reinigungsprozess in Teichanlagen bedingt höhere Anforderungen als Änderungen an Aggregaten und Reaktoren von Belebungsanlagen.
3	Flexibilität bezüglich Zuflussbedingungen / Pufferkapazität und in Bezug auf Upgrade / Erweiterung	(+) Teichanlagen weisen große Pufferkapazität und Aufenthaltszeiten auf. Sie können stufenweise erweitert und mit konventionellen wie auch Hightech-Behandlungsverfahren aller Art kombiniert werden.
4	Aquakultur	[+] Insbesondere Algen und Wasserpflanzen können für Biogaserzeugung, Nährstoffnutzung, Herstellung von natürlichen Fasern und pharmazeutischen Produkten genutzt werden.

Erläuterungen siehe Tabelle 2.12

Aufgrund der großen Oberfläche wird oft davon ausgegangen, dass die Verdunstungsverluste in Abwasserteichen deutlich höher liegen als etwa in Belebungsanlagen oder Tropfkörpern. Wenn das Behandlungsziel auf „Wassernutzung“ hinausläuft, kann man darin einen gewichtigen Nachteil sehen. Gleiches gilt, wenn (wie etwa in Südafrika) die Einleitungsbedingungen in den Vorfluter sich nicht in Konzentrationen oder Schadstofffrachten erschöpfen, sondern auch die Begrenzung der Verbrauchsverluste beinhalten (beispielsweise wird in einigen Flusseinzugsgebieten Südafrikas verlangt, dass mindestens 90 % der entnommenen Rohwassermenge wieder in das Gewässer zurückgeleitet werden müssen). In ariden Ländern ist in Bezug auf die Frage der Verdunstung und Aufsatzung daher ggf. in Betracht zu ziehen, ob diese Effekte höher sind als beispielsweise bei Belebungsverfahren.

### 2.7.2.2 Bemessung von Abwasserteichen

International gibt es keinen einheitlichen bzw. allgemein anerkannten einfachen Bemessungsansatz für Teichverfahren. Die in Deutschland bewährten, empirisch begründeten Ansätze zur Bemessung von Teichen sind insbesondere für tropische Regionen oder Regionen mit höherer Solarstrahlung als in Deutschland nicht ohne Weiteres übertragbar und können bestenfalls als erste Orientierung dienen.

Für einen genaueren Ansatz bei der Bemessung mögen Eckwerte aus der internationalen Fachliteratur hilfreich sein (siehe bspw. Literaturangaben unter Kapitel 2.7.4), bei denen der Temperatureinfluss über die Arrhenius-Konstante eingeht, und zumeist unterstellt wird, dass damit auch die (oft bei höheren Temperaturen stärkere) Sonneneinstrahlung und der Einfluss der Algen-Biologie berücksichtigt sei. Die Berücksichtigung des Temperatureinflusses stellt auch einen der größten Unterschiede beim Vergleich verschiedener internationaler Bemessungsansätze dar. In Bild 2.12 ist deutlich zu erkennen, dass der konstante empirische Bemessungsansatz des Arbeitsblattes DWA-A 201 (DWA, 2005) in Umgebungen mit hohen Temperaturen zu einer signifikanten Überbemessung führen würde.

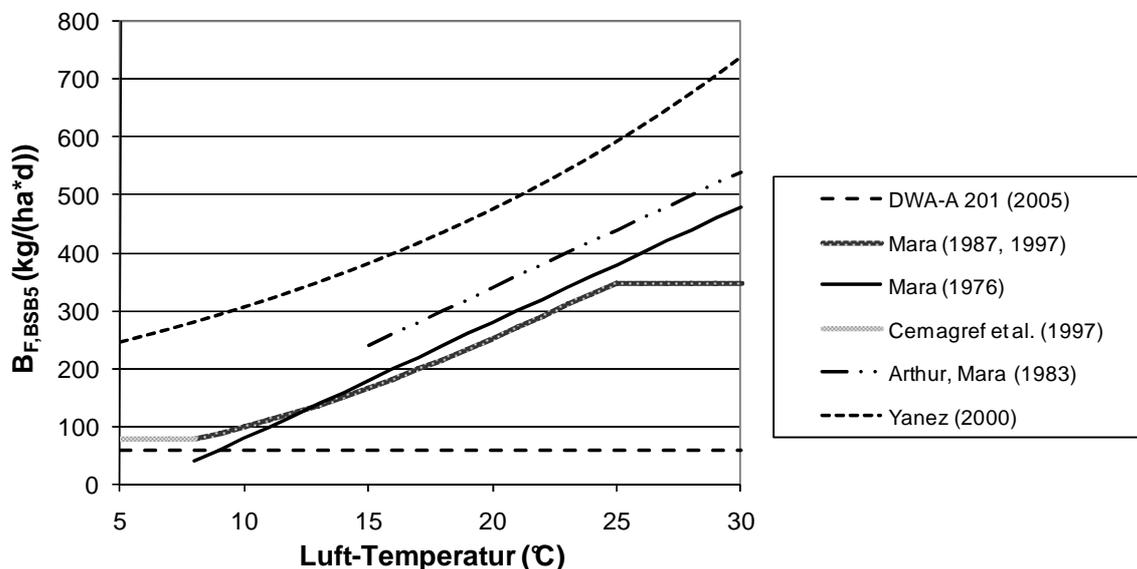


Bild 2.12: Beispielhafter Vergleich von Ergebnissen verschiedener Bemessungsansätze für Fakultativteiche, bezogen auf einen normierten Flächenbedarf

Im internationalen Kontext spielt häufig der Abbau bzw. die Verringerung mikrobiologischer Belastungen (Bakterien, Viren, Helminthen etc.) eine wichtige Rolle. Der wesentliche Auslegungsparameter für dieses Behandlungsziel ist die Aufenthaltszeit in den Teichen.

Gerade wegen des Zusammenwirkens von Sedimentation, unterschiedlichen Biozönosen mit und ohne Lichteinfluss sowie den komplexen und schwer prognostizierbaren Einflüssen in großen Wasserkörpern mit Schichtungseffekten, sind auch die wissenschaftlich nicht nur auf empirischen Zahlen, sondern auf reaktionskinetischen Kalkulationen beruhenden Modellberechnungen für Abwasserteiche nicht immer belastbar (weil es nur schlecht gelingt, die maßgebenden Input-Daten rea-

listisch vorherzusagen). Man kann wohl sagen, dass die Berechnung von Abwasserteichanlagen schwieriger ist als besser kalkulierbare und dimensionierbare Technologien, die unter kontrollierten Randbedingungen arbeiten, und dass demzufolge auch höhere Bemessungsreserven anzusetzen sind (und in den gängigen Bemessungsempfehlungen auch einkalkuliert sind).

Bevor man sich mit der Bemessung beschäftigt, sind die wesentlichen planerischen Rahmenbedingungen zu klären:

- Was ist das Behandlungsziel, umweltverträgliche Entsorgung oder Wiederverwertung? Bei Letzterem spielt der Nährstoff- und Algengehalt eine untergeordnete Rolle, die Behandlungsziele sehen vor allem eine Reduktion der hygienischen Risiken und Vermeidung von Problemen durch Gerüche und Partikel vor. Bei der alleinigen Entsorgung stehen Zielparameter wie etwa der BSB und der Gehalt an Schwebstoffen im Vordergrund, auch Algen können sehr störend sein, insbesondere wenn das Abwasser in stehende Gewässer eingeleitet wird.
- Wie viel Fläche steht zur Verfügung? Besonders in Regionen mit ausreichendem Flächenpotential und niedrigen Baukosten können Reserven sinnvoll sein, wenn sie mit nur geringen Mehrkosten verbunden sind.
- Was ist der maßgebende Lastfall unter den regionalen und örtlichen Bedingungen (z. B. Monsun, 48-Stunden-Unterbrechung der Stromversorgung o. Ä.) und wie ist dieser maßgebende Lastfall sinnvoll bei der Bemessung zu berücksichtigen (z. B. durch Nutzung der Pufferwirkung der Teiche)?

Diese Punkte mögen größeren Einfluss haben, wenn es um die anforderungsgerechte Bemessung und Gestaltung von Abwasserteichanlagen geht, als die Frage, welche Flächen- bzw. Raumbelastung, Aufenthaltszeit u. Ä. genau gewählt wird.

### **2.7.2.3 Gestaltung von Abwasserteichanlagen**

Eine äußerst wichtige Rolle spielt die richtige hydraulische Bemessung und Einschätzung der später im Betrieb vorhandenen Verhältnisse. Vielfach sind Fehlfunktionen, die im Rahmen des Forschungsverbundvorhabens vor Ort in unterschiedlichen Ländern analysiert wurden, nicht auf organische Überlastung bzw. mangelnde Kapazität der Anlage zurückzuführen gewesen, sondern auf unkontrollierte hydraulische Kurzschlüsse, mangelhafte Verteilung über die mit Sauerstoff aus der Atmosphäre versorgte Oberfläche o. Ä. Dies kann durch eine geeignete Gestaltung der Zulauf- und Ablaufsituation, die Reihenschaltung von Teichen, Einbau von Leitwällen etc. sehr effektiv verhindert werden.

Bei der Gestaltung von Teichanlagen ist daher zu beachten,

- dass die gewünschten Prozesse in den verschiedenen Teichen durch passende Wassertiefe und Konstruktion gewährleistet werden (z. B. Anaerobteich:  $T \geq 3$  m, Algenteich:  $T \leq 0,4$  m), wobei Leitwälle und Inertstoffdämme (von Wasser durchflossene Wälle aus Steinbrocken oder ähnlichem Material) in der Praxis bewährt sind;
- dass sich betriebliche Maßnahmen (Schlammräumung in der Regel in mehrjährigen Abständen; regelmäßige Reinigung der Oberfläche von übermäßigem Pflanzenbewuchs usw.) gut durchführen lassen; diesbezüglich könnte beispielsweise Mehrstraßigkeit sinnvoll sein;
- dass die Zufuhr von störenden Partikeln vermieden wird (deshalb wird grundsätzlich eine gut funktionierende Rechen- bzw. Siebanlage empfohlen);
- dass der Betrieb der Teiche ohne Gerüche und Begünstigung der Bildung von Ungeziefer möglich ist (z. B. durch krautfreie Ufergestaltung).

Zur Unterstützung bei der Gestaltung und Planung von Abwasserteichen sind in Kapitel 2.7.4 einige hilfreiche Literaturangaben zusammengestellt. Beispielhaft sind zu nennen das IWA-Buch zu „Pond Treatment Technology“ für den vertieften Überblick, editiert von A. Shilton (2005), mit Beiträgen von internationalen Teichexperten wie D. Mara, R. Craggs u. a, die praxisorientierten Publikationen von M. von Sperling (2007) und van der Steen (2003), die neuseeländischen Leitfäden zu Abwasserteichen (NZWWA, 2005) und Teichhydraulik (Shilton und Harrison, 2003) und der auf betriebliche Aspekte abzielende spanischsprachige Leitfaden der GTZ aus Peru (2001).

#### **2.7.2.4 Betrieb von Abwasserteichen**

Gerade weil Abwasserteiche als einfaches und robustes Abwasserbehandlungsverfahren gelten, das vergleichsweise geringe betriebliche Anforderungen stellt, wird der Betrieb der Anlagen sehr oft so stark vernachlässigt, dass sich früher oder später Fehlfunktionen ergeben. Diese werden in der Praxis dann dem Abwasserteichverfahren als Verfahrensprinzip angelastet, obwohl eine vergleichsweise kleinere betriebliche Vernachlässigung etwa bei Belebungsanlagen oder Tropfkörperanlagen viel früher zum kompletten Funktionsausfall führen würden. Es ist deshalb sehr wichtig, solche betrieblichen Defizite zu beseitigen, anstatt durch hohe Neuinvestitionen (oftmals aus der Entwicklungshilfe) vorhandene Abwasserteiche durch Belebungsanlagen o. Ä. zu ersetzen, die später dann ebenfalls nicht funktionieren.

Leider ist das Betriebsproblem insbesondere in Entwicklungs- und Schwellenländern zu beobachten, die gerade wegen der geringeren betrieblichen Anforderung von Abwasserteichen deren Haupteinsatzgebiete sind (bei dem vorhandenen geringen Ausbildungsniveau des verfügbaren Betriebspersonals würden andere Verfahren oft gar nicht einsetzbar sein). Es darf dabei aber nicht unterschätzt werden, dass auch bei Teichanlagen ein Mindestmaß an Schulung und Kontrolle erforderlich ist.

Die betriebstechnischen Mängel haben ihre Ursache oft auch in einer unzureichenden Disposition der verfügbaren, begrenzten Finanzmittel. Diese werden für die Investitionen verausgabt, während Wartung und Betrieb (oft zumindest ansatzweise noch eingeplant, insbesondere dort, wo von den Geberinstitutionen gefordert) dann als erstes für Ausgabenkürzungen herhalten müssen.

Als Folge betrieblicher Mängel fallen häufig folgende Probleme auf:

- Es kommt zu Geruchsbildung. Beispielsweise ist der vorhandene Rechen defekt und wird umfahren. Feststoffe werden in den Abwasserteich eingetragen, sammeln sich an der Oberfläche, faulen dort, sorgen für Geruch und erhebliche Insektenbildung. Gleichzeitig kommt es zur übermäßigen Bildung von Blaualgen, die den Abwasserreinigungsprozess stören.
- Die Uferzonen der Teiche sind nicht gepflegt. Es entstehen unbewegte Zonen im Wasserkörper mit relativ sauberem Wasser bei nachgeschalteten Schönungsteichen, die als Brutstätte für Moskitos dienen können (die malariaübertragenden Anophelesmücken meiden ansonsten verschmutztes Wasser, weshalb sie in üblichen Abwasserteichanlagen nur bedingt geeignetes Milieu finden).
- Die an sich sachgerecht eingebrachten Leitwände aus Bongossi-Holz sind teilweise entfernt worden, weil das Holz an anderer Stelle benötigt wurde, oder verfault. Der Teich verändert sich hydraulisch und funktioniert nicht mehr.
- Durch starke Pflanzenbildung (beispielsweise Schwimmbewuchs) verkrautet der Abwasserteich. Der Sauerstoffeintrag über die Oberfläche kann dadurch beeinflusst werden. Die Zustände verändern sich immer schneller, weil die Verkrautung progressiv zunimmt. In tropischen Regionen finden sich dann evtl. Wasserschlangen etc. ein, was die erforderliche Grundwartung/Reparatur erschwert.
- Verschlammung der Teiche mit Verlust des notwendigen Retentionsvolumens. Der in den Teichen anfallende Schlamm muss in regelmäßigen Abständen entsorgt werden (z. B. nach 5-10 Jahren, je nach Auslastung).

### 2.7.2.5 Wassernutzung, Energieerzeugung und Wertstoffgewinnung

Bei der Verfahrensauswahl und Planung in Deutschland orientiert man sich an den jeweils geltenden Grenzwerten für die organische Belastung und Nährstoffe. Hinzu kommen regional als Behandlungsziel die Abwasserdesinfektion (z. B. bei Einleitung in Badegewässer) und in zunehmendem Maße bei dezentralen Systemen auch die Wassernutzung (z. B. Brauchwassernutzung). In Entwicklungs- und Schwellenländern ist dies zumeist anders: gerade in ariden Ländern steht die Wassernutzung im Vordergrund, und deshalb zu allererst die Reduktion der hygienischen Risiken durch Abwasserdesinfektion (s. Kapitel 3). Bei der organischen Belastung, und insbesondere bei den Nährstoffen, wird eine Reduzierung eher nachteilig sein, weil beispielsweise der Düngewert von Abwasser für die landwirtschaftliche Bewässerung damit verringert wird. Abwasserteichsysteme bekommen in diesem Kontext einen anderen Stellenwert, weil sie auch ohne nachgeschaltete Verfahren der weitergehenden Reinigung (Sandfiltration) oder ohne den Einsatz technologisch anspruchsvoller Verfahren (Membrantechnologie) eine signifikante Reduktion der mikrobiologischen Belastung erreichen, insbesondere auch die Reduktion von Viren und Helminthen-Eiern bis zu 100 % und von Indikatorbakterien wie *E. coli* um 3-4 Log-Stufen.

Bei einer Direktnutzung des Ablaufwassers machen saisonale Schwankungen der Ablaufqualität jedoch häufig eine zusätzlich nachgeschaltete Desinfektion notwendig. Dafür gibt es verschiedene Optionen (von Perkulationsfiltern, eventuell bewachsenen Schüttgutfiltern, bis hin zur UV-Bestrahlung). Suspendiertes Material, insbesondere an Algen, erschwert den Einsatz der UV-Desinfektion, macht ihn jedoch nicht unmöglich und auch nicht wirtschaftlich sinnlos (bei einer vervielfachten UV-Bestrahlungsdosis oder mehrfachem Rücklauf liegen die Gesamtkosten noch deutlich unter denen vergleichbarer konventioneller Technologien).

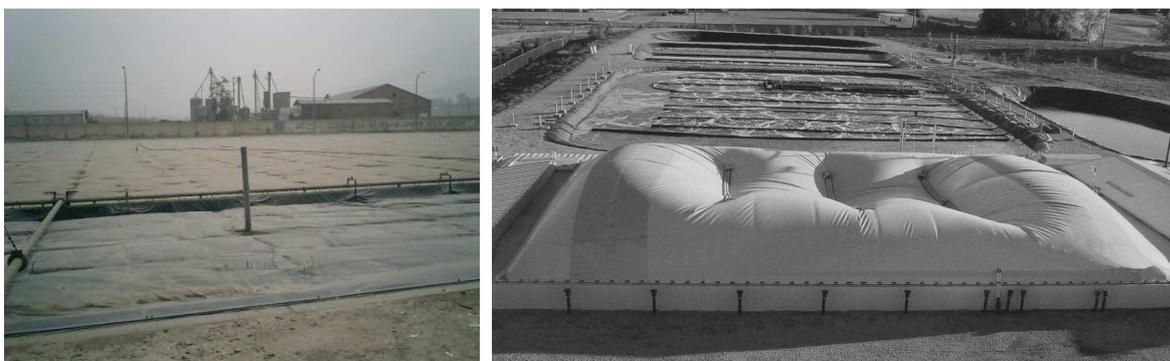


Bild 2.13: Biogasfassung aus Anaerobteichen mit schwimmender Flachabdeckung (Peru, links) und Tragluftmembran (USA, rechts)

In den letzten Jahrzehnten hat sich die Bedeutung der Energiegewinnung auch bei Abwasserteichverfahren erhöht. Es gibt viele kostengünstige und betrieblich handhabbare Möglichkeiten, die Sammlung von Biogas über anaeroben Teichen vorzunehmen. Bild 2.13 zeigt die schwimmende Abdeckung über Anaerobteichen einer großen Anlage in Peru und eine Tragluftmembran in den USA.

Insbesondere in tropischen Regionen spielt die Gewinnung von Biomaterial aus Abwasserteichen (Bild 2.14) bereits heute eine Rolle und kann die Betriebskosten von Abwasserteichen ganz oder teilweise decken. Forschergruppen beispielsweise in Neuseeland und in Kalifornien befassen sich intensiv mit solchen Themen. Es ist davon auszugehen, dass insbesondere in Regionen mit hoher Solarstrahlung derartige Technologien zukünftig stärker zum Einsatz kommen werden.



Bild 2.14: Ernte von Wasserhyazinthen aus einem Abwasserteich in Vietnam (links) und von Wasserschnecken in Thailand (rechts)

### 2.7.3 Energieverbrauch und Kostenaspekte

Wo ausreichende Flächen zur Verfügung stehen und gegenüber den sonstigen Investitionskosten keine große Rolle spielen, sind Abwasserteichverfahren im Vergleich zu stärker technisierten Alternativen mit deutlich geringeren Investitions- und Betriebskosten realisierbar (siehe Kostenfunktionen in Kapitel 4.2.2). Die Betriebskosten für Abwasserteichanlagen beschränken sich im Wesentlichen auf Personal- und Unterhaltungskosten (einschließlich Schlammräumung und -entsorgung im Abstand von mehreren Jahren), die im Vergleich zu technischen Verfahren deutlich geringer liegen. Bei einfachen Teichanlagen ohne Belüftung ist der Einsatz von Fremdenergie minimal; nennenswerte Energiekosten fallen nur bei belüfteten Anlagen oder Systemen mit Abwasserförderung an.

Der Kostenvorteil von Teichanlagen gegenüber technischen Verfahren steigt, wenn sich die Ablaufgrenzwerte auch auf mikrobiologische Parameter beziehen (insbesondere Viren, Helminthen-Eier) und technisierte Verfahren dafür zusätzliche Verfahrensstufen benötigen. Umgekehrt ist der Kostenvorteil geringer, und die technische Einsatzfähigkeit von Abwasserteichverfahren möglicherweise beeinträchtigt oder gar nicht gegeben, wenn Nährstoffelimination auch in kalten Jahreszeiten verlangt wird.

Abwasserteiche sind zuweilen auch dann die Lösung der Wahl, wenn mit der Kläranlage gleichzeitig eine Flächenreserve mit Erholungsfunktion realisiert werden soll (Wasserpark, „Gewässerlandschaft“), wenn Wert auf die naturnahe Gestaltung der Abwasserbehandlung gelegt wird, wenn mit der Kläranlage große Retentionsvolumina zum Hochwasserschutz oder zur Abwasserspeicherung zur Überbrückung von Trockenperioden erwünscht werden oder (und das ist in Entwicklungsländern heute noch von besonderer Bedeutung) wenn ein Abwasserbehandlungsverfahren gewählt werden muss, welches auch gänzlich ohne elektrischen Strom auskommt oder zumindest in der Lage ist, Stromausfälle über 24 Stunden oder mehrere Tage zu überstehen, ohne dass die Klärwerksfunktion zusammenbricht.

#### **2.7.4 Literatur**

- DWA (2005) Arbeitsblatt DWA-A 201 Grundsätze für Bemessung, Bau und Betrieb von Abwasserteichen. Arbeitsblatt, Ausgabe: August 2005, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- GTZ/PROAGUA (2001) Tratamiento de desagües por lagunas de estabilización – Manual de operacion y mantenimiento. Betriebsleitfaden für Abwasserteiche, erstellt von T. Lampoglia, Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) GmbH / Programa de Agua Potable y alcantarillado (PROAGUA), Peru
- NZWWA (2005) Oxidation Pond Guidelines 2005. Draft, New Zealand Water and Wastes Association
- Rudolph, K.-U., Fuhrmann, T. und Harbach, M. (2009) Economic criteria and parameters to evaluate wastewater pond systems. Paper und Vortrag zur 8<sup>th</sup> IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds, 26. – 30. April 2009, Belo Horizonte
- Shilton, A. (Hrsg.) (2005) Pond Treatment Technology. Integrated Environmental Technology Series, IWA Publishing, London
- Shilton, A. und Harrison, J. (2003) Guidelines for the Hydraulic Design of Waste Stabilisation Ponds. Massey University, Institute of Technology and Engineering (Hrsg.), Palmerston North

- van der Steen, N. P. (2003) Wastewater Stabilisation Ponds. UNESCO-IHE Institute for Water Education, Delft, The Netherlands, ([http://www.training.gpa.unep.org/documents/wastewater\\_stabilisation\\_ponds\\_english.pdf](http://www.training.gpa.unep.org/documents/wastewater_stabilisation_ponds_english.pdf))
- von Sperling, M. (2007) Waste Stabilisation Ponds. Biological Wastewater Treatment Series, Vol. 3, IWA Publishing, London



# Kapitel 3

## Desinfektion und Wasserwiederverwendung



### 3 Desinfektion und Wasserwiederverwendung

#### 3.1 Einleitung

*P. Cornel und A. Meda*

Die weltweit begrenzten und ungleichmäßig verteilten Wasserressourcen stellen zusammen mit dem starken Wachstum der Weltbevölkerung, der dadurch bedingten erhöhten Nachfrage nach Lebensmitteln sowie dem steigenden Pro-Kopf-Wasserverbrauch die Hauptursachen für eine zunehmende Wasserverknappung dar. Laut Prognose des UNESCO-Berichts „Water a shared responsibility“ (UNESCO 2006) werden bis Mitte des laufenden Jahrhunderts je nach betrachtetem Szenario zwischen 2 und 7 Milliarden Menschen in über 50 Ländern unter Wassermangel zu leiden haben. Experten des Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC 2007) prognostizieren zudem eine weitere Verschärfung der globalen Wasserknappheit durch die Auswirkungen des Weltklimawandels. Vor diesem Hintergrund wird deutlich, dass die Wasserwiederverwendung bereits heute in zahlreichen Ländern eine unentbehrliche Notwendigkeit darstellt. Sie wird vielfach praktiziert, häufig ohne jegliche Qualitätskontrolle und unter bewusster oder nicht bewusster Inkaufnahme von Gesundheitsschäden bei Mensch und Tier sowie teils irreversiblen Schädigungen des Ackerbodens.

Wasserwiederverwendung wird zukünftig um so mehr ein wesentlicher Bestandteil eines nachhaltigen Wasserressourcenmanagements sein und zwar nicht nur zur landwirtschaftlichen Bewässerung in den ariden und semiariden Regionen der Welt, sondern durchaus auch in Zentraleuropa, beispielsweise im Nordosten Deutschlands im Bundesland Brandenburg, wo sich Prognosen der Klimaforscher zufolge die Niederschläge zunehmend in die Wintermonate verschieben (Stock, 2004). Oder in Regionen, wo eine zunehmende Intensivlandwirtschaft zur Produktion von „Energiepflanzen“ betrieben werden soll, oder in den schnell wachsenden Megacities rund um den Globus, bei denen Wasserdargebot und Wasserbedarf allein aufgrund der hohen Bevölkerungsdichte weit auseinander klaffen und deshalb zur Schonung hochwertiger Wasserressourcen eine innerstädtische Mehrfachnutzung notwendig wird.

Die Art der Nutzung definiert dabei die Qualitätsanforderung. Notwendig ist eine ausreichende Qualität für die beabsichtigte Nutzung. Erforderlich ist auch, dass hochwertige Wasserqualitäten für solche Anwendungen aufgespart werden, die eine solche hochwertige Wasserqualität auch benötigen. Dabei ist hochwertig durchaus ein relativer Begriff, der für konkrete Anwendungen zu definieren ist.

Trinkwasser, Toilettenspülwasser, Waschwasser, Kühlwasser, Feuerlöschwasser, Bewässerungswasser etc. haben durchaus unterschiedliche Qualitätsanforderungen. Nicht für alle Anwendungen wird hochwertiges Grundwasser benötigt, im Gegenteil, manche Inhaltsstoffe, z. B. Härtebildner und Salze sind beispielsweise im Waschwasser eher unerwünscht. Die Beispiele könnten beliebig fortgesetzt werden. Es ist eine Aufgabe des integrierten Wasserressourcenmanagements Bedarf und Ressource bezüglich Menge und Qualität in Einklang zu bringen.

Gereinigtes Abwasser ist vor diesem Hintergrund als eine wertvolle Ressource anzusehen. Die Wiederverwendung adäquat gereinigten Abwassers kann wertvollere Wasserressourcen schonen sowie energieaufwändigere Wassergewinnungsmaßnahmen, wie sie z. B. die Meerwasserentsalzung darstellt, (teilweise) ersetzen. Wasserwiederverwendung kann somit dazu beitragen, die Diskrepanz zwischen steigendem Wasserverbrauch und begrenztem Wasserdargebot zu verringern und darüber hinaus einen Beitrag zur Senkung des Energieverbrauchs leisten, wie nachfolgend am Beispiel von Kalifornien näher erläutert wird.

In Bild 3.1 werden am Beispiel von Kalifornien (California Energy Commission 2005) die Energieverbräuche von verschiedenen Segmenten des Wasserkreislaufs inklusive des Energieverbrauchs für die Aufbereitung von behandeltem Abwasser für die Wiederverwendung und dessen Verteilung grafisch dargestellt.

Je nach den örtlichen Randbedingungen werden für Wassergewinnung, -behandlung, -verteilung sowie die Abwassersammlung und -behandlung zwischen 0,5 und ca. 7 kWh/m<sup>3</sup> elektrische Energie benötigt, wobei die hohen Werte aus langen Transportwegen resp. der Entsalzung von Brack- und Meerwasser resultieren. Für die Aufbereitung von behandeltem Abwasser zur Verwendung als Brauchwasser und seiner Verteilung setzt der Integrated Energy Policy Report (California Energy Commission 2005) dagegen nur einen Energiebedarf von 0,1-0,3 kWh/m<sup>3</sup> an. Dies zeigt, dass die Wiederverwendung nicht nur dazu beiträgt, Wasserressourcen zu schonen, sondern auch hinsichtlich des Energieverbrauchs und damit der Minimierung von Treibhausgasemissionen sehr sinnvoll ist.

Obschon die Spannweite der Angaben relativ groß ist und entsprechend den lokalen Randbedingungen stark variieren kann (dies gilt insbesondere für die Segmente Gewinnung, Transport und Behandlung von Rohwasser), kann Folgendes konstatiert/festgehalten werden:

- Der Transport von Wasser und Abwasser sowie die Trinkwasserverteilung und Abwassersammlung schlagen sich erheblich in der Energiebilanz nieder. Dies spricht für eine kleinräumige Aufbereitung und Verwendung von Brauchwasser.

- Die Nutzung von Brauchwasser aus gereinigtem Abwasser ist wesentlich energieeffizienter als die Entsalzung von Brack- und Salzwasser (0,11-0,32 kWh/m<sup>3</sup> im Vergleich zu 2-4 kWh/m<sup>3</sup>).
- Der Ersatz von Frischwasser durch Brauchwasser spart nicht nur Wasserressourcen, sondern kann ein wesentlicher Beitrag zur Senkung des Energieverbrauchs sein.

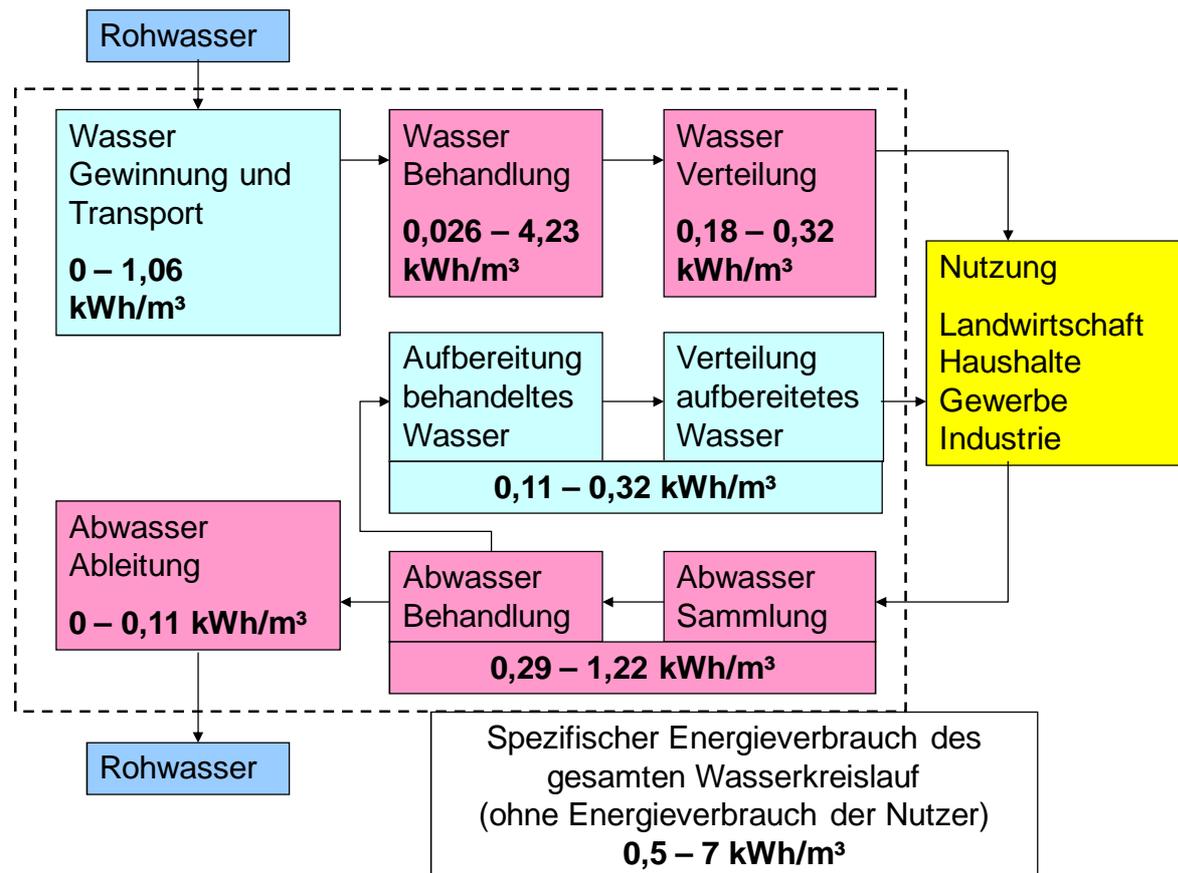


Bild 3.1 Spezifischer Energieverbrauch des gesamten Wasserkreislaufs am Beispiel von Kalifornien, USA (California Energy Commission 2005, modifiziert)

Bieker et al. (2009) zeigen, dass für die komplette Aufbereitung von Grauwasser auf Brauchwasserqualität für die innerstädtische Nutzung 0,6-1,2 kWh/m<sup>3</sup> angesetzt werden können (ohne Desinfektion); 0,6 kWh/m<sup>3</sup> sind bei der Anwendung des konventionellen Belebungsverfahrens oder von Biofiltern anzusetzen bzw. 1,2 kWh/m<sup>3</sup> wenn die biologische Reinigung mittels Membran-Bioreaktoren erfolgt. Für die Desinfektion z. B. mittels Ozonung, UV-Bestrahlung oder Membranfiltration müssen 0,035-0,4 kWh/m<sup>3</sup> addiert werden (Haberker et al. 2008).

Wird auch noch eine Entsalzung nachgeschaltet, um z. B. das behandelte Wasser zur Grundwasseranreicherung oder zur Erzeugung von Trinkwasser zu nutzen, so

ist der Energieverbrauch am oberen Ende anzusetzen. Keller (2008) gibt allein für die Nachreinigung eines bereits biologisch gereinigten Abwassers zu einem so genannten „purified recycled water“ mittels Mikrofiltration, Umkehrosmose, UV/H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> Desinfektion und Chlorung einen Energieverbrauch von 0,9-1,2 kWh/m<sup>3</sup> an. Das „Wiederverwendungs-Wasser“ wird durch ein siebenstufiges Aufbereitungssystem so weitgehend behandelt, dass es die höchsten Standards für Trinkwasserqualität erfüllt (Keller 2008; sowie Western Corridor 2009).

Der Betreiber der neuen Goreangab Wasseraufbereitungsanlage in Windhoek, Namibia, der seit 2002 ca. 21.000 m<sup>3</sup> Trinkwasser täglich aus einer Mischung von behandeltem Abwasser und Oberflächenwasser aus einem Staudamm produziert, gibt einen Energiebedarf von 1,34 kWh/m<sup>3</sup> an (Lahnsteiner & Lempert 2007). Dieser Betrag beinhaltet die gesamte Multi-Barrieren Prozesskette, bestehend aus Pulveraktivkohle, Vor-Ozonung, Fällung, Flockung, Flotation, Nach-Ozonung, biologisch intensivierter Aktivkohle, zweistufiger Kornaktivkohlefiltration, Ultrafiltration, Chlorung und Stabilisierung einschließlich der Rohwasser- und Druckerhöhungspumpen.

Die Beispiele zeigen die Abhängigkeit des Energieverbrauchs vom Aufbereitungsaufwand und betonen die Frage der geforderten Qualität. Ein konsequentes Energiemanagement bedeutet auch, die geeignete Qualität für die jeweiligen Nutzungen zu liefern, was z. B. impliziert, dass Wasser für Gartenbewässerung, Toilettenspülung oder Straßenreinigung keine Trinkwasserqualität haben muss.

Angesichts der großen Wassermengen, die für die landwirtschaftliche Lebensmittelproduktion notwendig sind, stellt die landwirtschaftliche Bewässerung ein besonders großes Potential zur Wiederverwendung einerseits und zum Schutz und Erhalt der Frischwasserressourcen andererseits dar. Auch wenn mengenmäßig die Wiederverwendung gereinigten Abwassers nur einen Bruchteil des landwirtschaftlichen Bedarfs darstellen kann, eröffnet sie doch parallel auch die Möglichkeit, die im Abwasser enthaltenen Nährstoffe zu nutzen. Die Nutzung von N und P als Dünger erfolgt im einfachsten Fall durch die Bewässerung mit gereinigtem Abwasser. Dabei ist darauf zu achten, dass der Boden nicht überdüngt wird. Cornel und Meda (2008) zeigen, dass bei den in Europa üblichen Nährstoffkonzentrationen von ca. 55 mg N/L und ca. 7 mg P/L im Ablauf von Kläranlagen ohne Nährstoffelimination die Bewässerungsmenge zur Bewässerung von Weizen auf 1.000-3.800 m<sup>3</sup>/ha begrenzt werden sollte, um die erforderliche Nährstoffgabe von 60-210 kg N/ha nicht zu überschreiten, obschon die benötigte Wassermenge mit 6.000-10.000 m<sup>3</sup>/ha angesetzt werden kann.

Adäquat gereinigtes und aufbereitetes Bewässerungswasser heißt in diesem Fall aber auch, die Aspekte des Gesundheitsschutzes der Anwender und Verbraucher, den Pflanzenschutz sowie den Schutz des Bodens zu beachten. Auch Qualitätsanforderungen, die aus den Anforderungen der Wasserspeicherung zum Ausgleich der Diskrepanz zwischen ganzjährigem Anfall des wiederverwendbaren Wassers und dem saisonalen landwirtschaftlichen Bedarf kommen, können von Bedeutung sein.

### 3.1.1 Möglichkeiten und Potentiale der Wasserwiederverwendung

Abwasser ist ein wertvoller Rohstoff, der zu 99,5 % aus der Ressource Wasser besteht. Nach adäquater, d. h. einer auf den nachfolgenden Einsatz abgestimmten Reinigung ist Wasser ein wertvolles Produkt zur erneuten Nutzung. Die Möglichkeiten zur Wiederverwendung sind vielfältig:

- Die innerstädtische Mehrfachnutzung von Wasser nach jeweils angemessener Zwischenreinigung verfolgt das Ziel, die (lokalen/regionalen) Trinkwasserressourcen zu schonen. Sie kommt praktisch ohne Zwischenspeicherung aus, da Wasseranfall und Wasserbedarf nahezu synchron verlaufen, bedingt jedoch einen erhöhten technischen Aufwand z. B. durch doppelte Leitungsführung für Trink- und Brauchwasser. Innerstädtische Wasserwiederverwendung ermöglicht es, den spezifischen Trinkwasserverbrauch unmittelbar und ganzjährig auf diejenige Menge abzusenken, die zum Kochen, Trinken und zur Körperpflege benötigt wird, d. h. in den entwickelten urbanen Räumen auf ca. 50-70 l/(E·d).
- In der Industrie wird die Wassermehrfachnutzung seit Jahren praktiziert. Im verarbeitenden Gewerbe Deutschlands beträgt der Nutzungsfaktor, d. h. der Quotient aus genutzter Wassermenge bezogen auf die eingesetzte Frischwassermenge im Mittel 4,9 und variiert von 1,3 in der Textilindustrie bis hin zu 21,5 im Fahrzeugbau (Statistisches Jahrbuch, 2001).
- Die Wiederverwendung gereinigten Abwassers zur landwirtschaftlichen Bewässerung bietet das bei weitem größte Potential. Weltweit werden mehr als 70 % des genutzten Süßwassers für die landwirtschaftliche Bewässerung verwendet (UNESCO-WWAP 2003). Während in Mitteleuropa der Wasserbedarf für die landwirtschaftliche Produktion derzeit in der Regel hauptsächlich durch ausreichende Regenfälle in den Vegetationszeiten zur Verfügung gestellt wird, werden in zahlreichen Ländern Zentral- und Südamerikas, Afrikas und Asiens 70 bis über 90 % des jährlichen Wasserverbrauchs für die landwirtschaftliche Bewässerung benötigt. In diesen, meist ariden Gebieten ist die Verwendung

von Abwasser eine übliche Praxis und Notwendigkeit.

In Deutschland wird gereinigtes Abwasser regional zwar durchaus zur Bewässerung genutzt, spielt jedoch mengenmäßig eher eine untergeordnete Rolle. Zwei Entwicklungen könnten die Situation in Mittel- und Osteuropa in den nächsten Jahren und Jahrzehnten ändern:

- Zum einen zeigt sich beispielsweise in einigen Regionen in den letzten Jahrzehnten eine Verschiebung der Niederschlagsmengen vom Sommer in den Winter, d. h. der Regen fällt zunehmend außerhalb der Vegetationsperiode (Stock, 2004). Zudem prognostizieren die Klimaforscher für einige Regionen für den Prognosezeitraum bis 2050 einen Rückgang der Niederschläge, bei gleichzeitiger Zunahme der Sonnenscheindauer und einer damit einhergehenden höheren Verdunstung.
- Zum anderen wird der Anbau nachwachsender Rohstoffe den Bewässerungswasserbedarf dramatisch erhöhen. Rosenwinkel zeigt z. B. in einer Abschätzung für Niedersachsen auf, dass eine 20%ige Substitution des Strombedarfs Niedersachsens durch Biogas aus Silomais einen Flächenbedarf von  $> 640 \text{ m}^2$  pro Einwohner und einen Bewässerungswasserbedarf von knapp  $384 \text{ m}^3/(\text{E}\cdot\text{a})$  in den Sommermonaten nach sich ziehen würde (Rosenwinkel 2006).  $384 \text{ m}^3/(\text{E}\cdot\text{a})$  Wasser für  $1280 \text{ kWh}/(\text{E}\cdot\text{a})$  bedeuten, dass ca.  $3 \text{ m}^3$  Bewässerungswasser für das Energieäquivalent eines Liters Öl ( $\sim$ ca.  $10 \text{ kWh/L}$  Öl) notwendig sind.

Auf weitere Wiederverwendungsmöglichkeiten, wie z. B. in der Aquakultur, zur Bewässerung von Sport-/Golfplätzen, zur gezielten Grundwasseranreicherung oder als Ressource zur Trinkwassererzeugung sei hier nur hingewiesen.

### **3.1.2 Qualitätsanforderungen an das Wasser zur Wiederverwendung**

Voraussetzung für eine unbedenkliche und langfristig erfolgreiche Wasserwiederverwendung ist die konsequente Einhaltung definierter Qualitätsanforderungen. Hierbei sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen:

- Hygiene/Schutz der menschlichen Gesundheit  
Zum Schutz der menschlichen Gesundheit müssen Grenzwerte für Krankheitserreger (Wurmeier, Viren, Bakterien) und toxische Stoffe definiert und eingehalten werden. Bei der Festlegung dieser Grenzwerte spielt die Art des Kontak-

tes zwischen Mensch und Abwasser eine entscheidende Rolle. Hinweise hierzu finden sich in den WHO-Guidelines (WHO, 2006).

- Schutz des Bodens/Schutz der Pflanzen

Zum Schutz des Bodens ist vor allem der Salz- und Schwermetallgehalt zu begrenzen. Bekannt ist z. B. die mögliche Bodenversalzung aufgrund der Bewässerung mit natriumhaltigem Abwasser. Diese verringert die Wasserleitfähigkeit des Bodens und führt somit zu Ertragsdepressionen. Ausschlaggebend für die notwendige Wasserqualität ist die Art des Bodens (Gefüge, Körnung, Durchlässigkeit, Chemismus, besonderer Salzgehalt), das Klima (Aridität, Menge und Verteilung der Niederschläge, Luftfeuchte, Wind), die Pflanzenart (Nährstoffbilanz im Boden) und das Bewässerungsverfahren (Beregnung oder Unterflurbewässerung, Höhe u. Häufigkeit der Bewässerung).

Neben dem Gesamtsalzgehalt ist die Konzentration einiger pflanzentoxischer Ionen wie z. B. Bor, Chlorid und Natrium von Bedeutung. Diese Ionen können durch die Wurzel aufgenommen werden, aber auch durch die Blätter im Falle einer Bewässerung mittels Beregnung. Bor kann bereits ab einer Konzentration leicht höher als die für das Pflanzenleben erforderliche Konzentration toxisch wirken. Bor gelangt als Perborat, d. h. als Bleichmittel mit Wasch- und Desinfektionsmitteln ins häusliche Abwasser, NaCl z. B. als Regenerationssalz für die Enthärtungsaustauscher in den Spülmaschinen.

Hinweise hierzu finden sich in der FAO Richtlinie (Pescod, 1992) und in Lazarova (2005).

- Schutz des Grundwassers

Gleichwohl bei sachgerechter Bewässerung kein Eintrag ins Grundwasser angestrebt wird, ist der Eintrag von Bewässerungswasser ins Grundwasser in der Praxis kaum zu vermeiden. Der Schutz des Grundwassers erfordert allerdings dann verstärkte Aufmerksamkeit, wenn der Grundwasserleiter als jahreszeitlicher Speicher für Bewässerungswasser dienen soll.

- Einsatz effizienter Bewässerungstechniken

Die Bewässerungstechnik stellt ebenfalls Ansprüche an die Abwasserqualität. Inhaltsstoffe mit korrosiver Wirkung und unlösliche Stoffe sollten bei der Abwasserreinigung entfernt werden, um ein Verstopfen der Leitungen und einen möglichen Geräteverschleiß zu verhindern.

- Akzeptanz

Damit die Abwasserbewässerung von der Bevölkerung akzeptiert wird, müssen ästhetische Aspekte berücksichtigt werden. Das Abwasser sollte deshalb vor allem möglichst geruchsfrei und frei von Färbung sein.

- speichern außerhalb der Vegetationsperioden  
Auch aus einer saisonalen Speicherung können Qualitätsanforderungen an Bewässerungswässer resultieren, z. B. Anforderungen an die Nährstoffgehalte, um übermäßiges Algenwachstum bei oberirdischer Speicherung zu verhindern oder um bei unterirdischer Speicherung den Nährstoffeintrag ins Grundwasser zu minimieren.

Die U.S. Environmental Protection Agency (EPA, 2004) hat Anforderungen an die Wasserqualität für bestimmte Abwasserinhaltsstoffe und die Auswirkungen dieser auf Wasserwiederverwendungssysteme zusammengestellt. Diese Zusammenstellung ist in Tabelle 3.1 wiedergegeben.

Tabelle 3.1: Zusammenfassung relevanter Qualitätsparameter in Bezug auf eine Wasserwiederverwendung (EPA, 2004)

Parameter	Bedeutung für die Wiederverwendung	übliche Ablaufwerte von biologischen Abwasserreinigungsanlagen (ohne Nährstoffelimination)	Reinigungsziel für Wasser zur Wiederverwendung
Abfiltrierbare Stoffe	Maß für partikuläre Stoffe. Kann mit mikrobieller Kontamination zusammenhängen.	5 mg AFS/l – 50 mg AFS/l	< 5 mg AFS/l – 30 mg AFS/l
Trübung	Kann Desinfektion behindern. Verstopfungsgefahr für Bewässerungssysteme. Führt zu Ablagerungen	1-30 NTU	< 0,1-30 NTU
BSB <sub>5</sub>	Organisches Substrat für Wachstum der Mikroorganismen. Kann eine Wiederverkeimung in Rohrleitungen und mikrobielles Fouling begünstigen.	10-30 mg/l	< 10-45 mg/l
CSB		50-150 mg/l	< 20-90 mg/l
TOC		5-20 mg/l	< 1-10 mg/l
Gesamtcoliforme Bakterien	Maß für Infektionsrisiko aufgrund der potentiellen Anwesenheit von pathogenen Keimen.	< 10 cfu/100 ml bis 10 <sup>7</sup> cfu/100 ml	< 1-200 cfu/100 ml
Fäkalcoliforme Bakterien		1 cfu/100 ml bis 10 <sup>6</sup> cfu/100 ml	< 1-10 <sup>3</sup> cfu /100 ml

Helminthen- eier		< 1/L – 10/l	< 0,1-5/l
Viren		< 1/L – 100/l	< 1/50 l
Schwer- metalle	Einige Elemente (Cd, Ni, Hg, Zn usw.) sind pflanzengiftig und es bestehen Grenzwerte für die Bewässerung	-	< 0,001 mg Hg/l < 0,01 mg Cd/l < 0,1-0,02 mg Ni/l
Anorganische Stoffe	Hoher Salz- und Borgehalt (>1mg/L) sind nachteilig für die Bewässerung	-	< 450 mg TDS/l
Restliche Chlorver- bindungen	Zur Verhinderung einer Wiederverkeimung. Übermäßiger Anteil an freiem Chlor; (> 0,05) kann für einige Kulturpflanzen schädlich sein	-	0,5 mg Cl/l bis >1 mg Cl/l
Stickstoff	Dünger für die Bewässerung.	10-30 mg N/l	< 1-30 mg N/l
Phosphor	Kann zu Algenwachstum, Korrosion (N-NH <sub>4</sub> ) und Verblockung (P) beitragen	0,1-30 mg P/l	< 1-20 mg P/l

NTU= Nephelometric Turbidity Unit; TDS = Total Dissolved Solids

### 3.1.3 Klärschlamm

Klärschlamm fällt als Reststoff der mechanisch-biologischen Abwasserreinigung in unterschiedlichen Mengen und Qualitäten an. Bei technischen Verfahren wie dem Belebungsverfahren fällt der Schlamm mehr oder weniger kontinuierlich als Primärschlamm (in der mechanischen Stufe) und Überschussschlamm (in der biologischen Stufe) an, bei naturnahen Verfahren wie Abwasserteichen oder Klärgruben muss der Schlamm periodisch, in größeren Zeitabständen geräumt werden. Auch der Grad der Stabilisierung, d. h. der Gehalt an abbaubarer organischer Substanz, die Tendenz zur Fäulnis sowie die Bildung von Gasen und unangenehmen Gerüchen variiert stark je nach Abwasserbehandlungsverfahren.

Klärschlamm enthält die Pflanzennährstoffe N und P und viele Spurenstoffe und kann somit als wertvolle Ressource angesehen werden. Aufgrund von chemisch-physikalischen und biologischen Einlagerungs- und Adsorptionsprozessen während des Abwasserreinigungsprozesses dient Klärschlamm aber auch als Senke für zahlreiche Schadstoffe wie Schwermetalle, lipophile Chemikalien und endokrin wirksame Substanzen. Dieser ambivalente Charakter erfordert eine sorgfältige

Überlegung bei der Entscheidung für eine stoffliche Nutzung oder eine Entsorgung und bei der Planung der entsprechend erforderlichen Behandlung.

Klärschlamm bedarf einer sachgerechten Behandlung, um anschließend einer weitergehenden Verwertung und/oder Entsorgung zugänglich gemacht zu werden. Vor allem in Entwicklungsländern aber auch in einigen Ländern der Europäischen Union genießt die Behandlung von Klärschlamm keine hohe Priorität. Zum Teil wird der Schlamm in (ungeordneten) Deponien endgelagert. Klärschlamm kann in Regionen mit kargen und erosionsgefährdeten Böden, Wasserknappheit und gesteigertem Druck auf die landwirtschaftliche Produktion eine wichtige Ressource darstellen. Besonders in Ländern, in denen die Verwertung des Klärschlammes in der Landwirtschaft einen bedeutenden Part in agrarpolitischen und agrarökonomischen Überlegungen spielt, sind auch Anforderungen an die Klärschlammqualität sowie Aufbringungsvorschriften festgelegt. Diese Qualitätskriterien sind häufig an Richtlinien der Europäischen Union und der U.S. Environmental Protection Agency angelehnt und erfordern somit eine Stabilisierung und Hygienisierung des Klärschlammes als Voraussetzung für eine sachgerechte Verwertung.

Primäres Ziel einer jeden Klärschlammbehandlung ist es, das biologisch reaktive Material zu stabilisieren, indem die im Klärschlamm enthaltene organische Substanz weitestgehend reduziert wird und/oder Bedingungen geschaffen werden, unter denen ein weiterer Abbau gehemmt ist. Erwünschte Nebeneffekte sind dabei in Abhängigkeit von der Verfahrenswahl eine Verringerung der Konzentration pathogener Mikroorganismen sowie der Schlammmasse, eine Verbesserung der Entwässerbarkeit und ggf. die Gewinnung von Biogas. Grundsätzlich sind die Behandlungsziele an die Möglichkeiten der Verwertung oder Beseitigung des Klärschlammes anzupassen. Prinzipiell sollte dabei eine Rückführung vorhandener Wertstoffe in den Stoffkreislauf einer Beseitigung vorgezogen werden, vorausgesetzt, die Konzentrationen organischer und anorganischer Schadstoffe sowie pathogener Mikroorganismen im Material sind vertretbar niedrig.

Ein Überblick über die aktuelle Situation der Klärschlammbehandlung und -verwertung in anderen Ländern findet sich in Bauerfeld et al. (2009). Im Allgemeinen ist die Einbindung von Schlammbehandlungstechnologien abhängig von bereits verfügbarer Technologie und Wissen vor Ort unter Berücksichtigung von physiogeographischen und finanziellen Aspekten: In Regionen mit einer ausgeprägten Regenzeit ist eine Langzeitlagerung von Klärschlamm oder eine offene Trocknung nicht durchführbar, wie etwa in Zentralafrika und Südostasien. Für eine Behandlung mit Kalk müssen eigene Ressourcen verfügbar oder deren Import finanziell

tragbar sein. Die anscheinend populärsten Behandlungsmethoden sind die Klärschlammkompostierung und die Co-Kompostierung mit anderen organischen Abfällen direkt an der Kläranlage oder in größeren Abfallbehandlungszentren. Unabhängig von einer bestimmten Schlammstabilisierungsmethode ist die Entwässerung des Klärschlammes vor oder nach der Stabilisierung entscheidend, um Schlammvolumina zu verringern und somit Kosten für nachgeschaltete Behandlung, Lagerung oder den Transport zu minimieren. Heiße und trockene Klimate, in denen die Evaporationsrate die Niederschlagsrate übersteigt, bieten beste Voraussetzungen für natürliche Entwässerungsmethoden wie solare Klärschlamm-trocknung, konventionelle Trockenbeete und Schlammteiche, sofern ausreichend Platz zur Verfügung steht.

### **3.1.4 Inhaltsübersicht zum Kapitel 3**

Im folgenden Kapitel 3.2 wird die Thematik der Wasserwiederverwendung näher erläutert. Die wichtigsten gesetzlichen Anforderungen und internationalen Standards sowie die prinzipiellen Verfahrensketten für die Abwasserbehandlung für die Wiederverwendung werden genannt und kurz dargelegt. Kombinationen von verschiedenen Verfahrensstufen werden in groben Zügen vorgestellt und in Abhängigkeit der Art der Wiederverwendung und somit der Reinigungsanforderungen bezüglich ihrer Eignung für unterschiedliche Anwendungsformen der Wasserwiederverwendung bewertet. Ein besonderer Schwerpunkt liegt in der Desinfektion des gereinigten Abwassers, da diese ein wichtiger Bestandteil jedes Wiederverwendungskonzepts ist, wenn ein direkter Kontakt von Menschen (Landwirte, Verbraucher, Betriebspersonal etc.) mit dem wiederzuverwendenden Wasser besteht.

Im Kapitel 3.3 wird die anaerobe kommunale Abwasserbehandlung erläutert, deren nährstoffreicher Ablauf sich gut zur Wiederverwendung eignet und bei der Biogas als wiederzuverwendendes Nebenprodukt entsteht. Zudem wird dieses Verfahren in warmen Klimaten oft aufgrund der technischen Einfachheit und des geringen Energiebedarfs angewendet (von Sperling und Chernicharo, 2005). Diese Faktoren werden oft als ausschlaggebende Argumente für den Einsatz eines Verfahrens in anderen (Entwicklungs-)Ländern aufgeführt. Der Einfluss verschiedener Faktoren (insbesondere der Temperatur) auf die Reinigungsleistung, die Methanemissionen, die erforderlichen Vor- und Nachbehandlungsstufen werden beschrieben. Eine praktische Anleitung zur Auslegung von UASB-Reaktoren sowie eine Abschätzung der anfallenden Mengen und Qualitäten von Biogas und Schlamm sind gegeben.

Im Kapitel 3.4 werden die Thematik der Wasserwiederverwendung zur landwirtschaftlichen Bewässerung und die mögliche Nutzung der Nährstoffe, insbesondere Stickstoff, erläutert. Ein wichtiger Punkt ist die zeitliche (neben der räumlichen) Diskrepanz zwischen Abwasseranfall (ganzjährig) und Bewässerungswasserbedarf (saisonal bzw. nur während der Vegetationsperiode). Dies stellt besondere Anforderungen an die Abwasserbehandlung. Ein Aufbaukonzept und eine Betriebsweise für das Belebungsverfahren, die die saisonale Nutzung von Abwasser und dessen Nährstoffen ermöglichen, werden vorgestellt. Eine alternative Verfahrenskombination bestehend aus anaerober Vorreinigung und Biofilter wird empfohlen. In diesem Kapitel liegt der Schwerpunkt auf Biofiltration, Nitrifikation und deren Einflussparameter, insbesondere der Temperatur. Eine besondere Strategie für den saisonalen Betrieb von nitrifizierenden Biofiltern wird vorgeschlagen.

Im Kapitel 3.5 werden Hinweise zur Bemessung und zum Betrieb ausgewählter, in Deutschland und Mitteleuropa bewährter Technologien zur Behandlung kommunaler Rohschlämme unter variierenden klimatischen Randbedingungen gegeben. Die für eine stoffliche Verwertung von Klärschlämmen relevanten gesetzlichen Anforderungen und internationalen Richtlinien sowie technische Regelwerke zur Planung, zum Bau und Betrieb von Anlagen zur Behandlung kommunaler Klärschlämme werden aufgelistet. Das Kapitel wird ergänzt durch eine Entscheidungshilfe zur Auswahl geeigneter Klärschlammbehandlungsverfahren für andere klimatische und sonstige Randbedingungen, die es ermöglicht, aus den jeweiligen natürlichen Randbedingungen den bestmöglichen Vorteil zu ziehen.

### **3.1.5 Zusammenfassung und Kernaussagen**

Die Wiederverwendung adäquat gereinigten Abwassers kann wertvolle Wasserressourcen schonen. Sie ist in ariden und semi-ariden Regionen der Erde gängige Praxis und wird zukünftig auch in Mitteleuropa ein wesentlicher Bestandteil eines nachhaltigen Wasserressourcenmanagements sein. Der landwirtschaftlichen Nutzung wird dabei eine wachsende Bedeutung zukommen, zum einen wegen abnehmender Niederschlagsmengen während der Vegetationszeiten infolge des Klimawandels, zum anderen wegen des Anbaus von „Energiepflanzen“ und des dadurch wachsenden Bewässerungswasserbedarfs.

Obschon die Wiederverwendung gereinigten kommunalen Abwassers nur ein Bruchteil des landwirtschaftlichen Wasserbedarfs decken kann, erspart sie äquivalente Mengen hochwertigen Wassers für höherwertige Nutzungen. Eine Nutzung der im Wasser vorliegenden Nährstoffe ist prinzipiell denkbar; im Einzelfall sind

jedoch zum Schutz vor Überdüngung und/oder Nährstoffeintrag ins Grundwasser Wassermenge und Nährstoffgehalt aufeinander abzustimmen.

Die Ablaufqualität biologischer Kläranlagen mit Nährstoffelimination erfüllt i.d.R. die Qualitätsanforderungen hinsichtlich der Feststoffe, der organischen Inhaltsstoffe sowie der Nährstoffe. Die Defizite liegen ggf. bei den mikrobiologischen Erfordernissen, bei anorganischen Wasserinhaltsstoffen wie Ionen (insb. Natrium und Perborat) sowie ggf. bei den Mikroverunreinigungen. Verfahren zur Beseitigung dieser Defizite sind bekannt und anwendbar.

Die saisonale Speicherung von Bewässerungswasser sollte zukünftig eine höhere Aufmerksamkeit erfahren. Die Wasserqualität ist ggf. darauf abzustimmen.

Eine wichtige Motivation zur Wasserwiederverwendung kann die erzielbare Energieeinsparung darstellen. Für die Aufbereitung von gereinigtem Abwasser zur Verwendung als Brauchwasser und seiner Verteilung werden je nach Qualitätsanforderung 0,1-0,3 kWh/m<sup>3</sup> benötigt. Dies ist in der Regel deutlich weniger als für Frischwassergewinnung, -behandlung und -transport benötigt wird.

Die Energiebilanz, resp. die Treibhausgasbilanz kann auch bei der Verfahrenswahl der Abwasserbehandlung eine große Rolle spielen. So erscheint zwar auf den ersten Blick die anaerobe Abwasserreinigung gegenüber der aeroben Reinigung den Vorteil geringeren Energieverbrauchs bei gleichzeitiger Methanproduktion zu haben. Bei niedrigen Abwassertemperaturen und somit niedrigen Abbauraten bleibt bei üblichen Abwasserkonzentrationen jedoch ein Großteil des Methans im Wasser gelöst und wird außerhalb des Anaerobreaktors in die Atmosphäre gestrippt. Dieser Anteil des Methans steht nicht nur nicht zur Energieerzeugung zur Verfügung, sondern trägt mit angesichts der 25-fach stärkeren Treibhausgaswirkung gegenüber CO<sub>2</sub> (IPCC 2007) unverhältnismäßig stark zur Klimaerwärmung bei. Nur bei konzentrierten Abwässern mit einer Temperatur deutlich oberhalb 20°C und mit einer effizienten Erfassung und Nutzung des entstehenden Methans kann die anaerobe Vorreinigung eine Alternative darstellen, die bezüglich Treibhausgasemission und Energieverbrauch befriedigende Ergebnisse liefert. Auch hier gilt, dass im Einzelfall und insbesondere auch unter Berücksichtigung der Anforderungen hinsichtlich der Nährstoffelimination anaerob/ aerobe Verfahrenskombinationen und energieeffiziente Aerobtechnologien in Kombination mit Schlammfäulung verglichen werden müssen.

### 3.1.6 Literatur

- Bauerfeld, K., Dockhorn, T. und Dichtl, N. (2009) Klärschlammbehandlung und -verwertung unter anderen klimatischen und sonstigen Randbedingungen. Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0733, TU Braunschweig
- Bieker, S., Cornel, P. und Wagner, M. (2009) Semicentralized Supply and Treatment Systems – Integrated Infrastructure Solutions for Fast Growing Urban Areas. In: Conference Proceedings of the 6<sup>th</sup> IWA Leading Edge Conference on Water and Waste Water Technologies, Singapur, 22.-26. Juni 2009
- California Energy Commission (2005) Integrated Energy Policy Report 2005. ([www.energy.ca.gov/2005publications/CEC-100-2005-007/CEC-100-2005-007-CMF.PDF](http://www.energy.ca.gov/2005publications/CEC-100-2005-007/CEC-100-2005-007-CMF.PDF))
- Cornel, P. und Meda, A. (2008) Wasserwiederverwendung zur landwirtschaftlichen Bewässerung. GWF Wasser Abwasser, 149 Nr. 13
- EPA (2004) Guidelines for Water Reuse. EPA/625/R-04/108
- Haberkern, B., Maier, W. und Schneider, U. (2008) Steigerung der Energieeffizienz auf kommunalen Kläranlagen. Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau
- IPCC (2007) Intergovernmental Panel on Climate Change: Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Fourth Assessment Report, Summary for Policymakers, Working Group II of the IPCC, Brussels
- Keller, J. (2008) From Microbial Fuel Cells to Bio-Electrochemical Systems: How to convert organic pollutants to electric energy and more. In: IWA World Water Congress Vienna, 8.-12. September 2008
- Lahnsteiner, J. und Lempert, G. (2007) Water management in Windhoek, Namibia. Water Science & Technology, Vol. 55 No.1-2, S. 441-448
- Lazarova, V. und Bahri, A. (2005) Water reuse for irrigation – Agriculture, Landscapes and Turf Grass. CRC Press, S. 105, Boca Raton
- Pescod, M. B. (1992) Wastewater Treatment and Use in Agriculture. FAO Irrigation and Drainage Paper 47, Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome
- Rosenwinkel, K.-H. (2006) Biogas aus nachwachsenden Rohstoffen in Niedersachsen. In: Wasserwirtschaftliches Kolloquium des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft an der Leibniz Universität Hannover, 7. Dezember 2006
- Statistisches Jahrbuch (2001) Statistisches Jahrbuch für die Bundesrepublik Deutschland. Statistisches Bundesamt (Hrsg.), Metzler-Poeschel, Stuttgart
- Stock, M. (2004) Mögliche Auswirkungen des Klimawandels auf die Wasserwirtschaft. In: Tagungsband der ATV-DVWK-Bundestagung, 15.-16. September 2004

UNESCO (2006) Water – A Shared Responsibility. The United Nations World Water Development Report 2, UNESCO Publishing, Paris, Berghahn Books, New York

UNESCO-WWAP (2003) Water for People – Water for Life. The United Nations World Water Development Report, UNESCO World Water Assessment Programme, 2003 ([www.unesco.org/water/wwap](http://www.unesco.org/water/wwap))

von Sperling, M. und Chernicharo, C.A.L. (2005) Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. Volume One, IWA Publishing, London

Western Corridor (2009)

<http://www.westerncorridor.com.au/sitedocument.aspx?docId=86>

(01.03.2009)

WHO (2006) Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and grey-water. Volume 2, Wastewater use in agriculture, World Health Organization, Geneva

([http://whqlibdoc.who.int/publications/2006/9241546832\\_eng.pdf](http://whqlibdoc.who.int/publications/2006/9241546832_eng.pdf))

(01.03.2009)

## 3.2 Einsatzbedingungen und Verfahrensketten zur Wiederverwendung von kommunalem Abwasser

*F. Schmidlein und H. Orth*

### 3.2.1 Stand des Wissens und der Technik

Die Wiederverwendung von entsprechend behandeltem kommunalem Abwasser wird in zunehmendem Maße ein integraler Bestandteil des nachhaltigen Umgangs mit Wasserressourcen. Vor dem Hintergrund einer steigenden globalen Wasserknappheit, von der insbesondere Schwellen- und Entwicklungsländer betroffen sind, bietet eine kontrollierte Wasserwiederverwendung erhebliche Potentiale zur Verbesserung der Gesamtsituation. Ein kurzer Auszug der wesentlichen und am weitesten verbreiteten Anwendungsformen ist in Tabelle 3.2 dargestellt. Darüber hinaus findet sich eine Vielzahl weiterer Möglichkeiten für eine Wasserwiederverwendung, die beispielsweise bei Asano (1998) ausführlich beschrieben sind.

Tabelle 3.2: Wesentliche Anwendungsformen der Wasserwiederverwendung

Kategorie	Anwendungsform
Bewässerungswasser	Landwirtschaftliche Bewässerung von Feldfrüchten, Plantagen, nachwachsenden Rohstoffen, Baumschulen, etc. Landschaftliche Bewässerung von Parks, Grünstreifen, Golfplätzen, etc.
Industrielle Nutzung	Kühlwasser, Prozesswasser, etc.
Grundwasseranreicherung	Anreicherung des Grundwasserspeichers, Schutz vor Salzwasserintrusion

Die zu beachtenden Randbedingungen für den sinnvollen Einsatz einer Wiederverwendung von kommunalem Abwasser sind sehr vielfältig und müssen von Fall zu Fall und insbesondere unter Berücksichtigung der vor Ort herrschenden Zustände bewertet werden. Wesentliche Aspekte hierbei sind soziokulturelle Aspekte, Akzeptanz und Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen, die für die jeweilige Anwendung notwendige Wasserqualität und der von der Rohwasserqualität und dem entsprechenden Reinigungsziel abhängende erforderliche Behandlungsaufwand. Darüber hinaus muss eine quantitative Analyse den Einsatz einer Wiederverwendung rechtfertigen, wobei sowohl das Abwasserdargebot und der vorhandene bzw. prognostizierte Wasserbedarf als auch eine sich daraus möglicherweise ergebende notwendige Wasserspeicherung (insbesondere bei saisonalem Betrieb

der Wiederverwendung) berücksichtigt werden müssen. Generell gilt bei der Wasserwiederverwendung, dass das einzuhaltende Reinigungsziel und der daraus resultierende Behandlungsaufwand durch die jeweilige Art der Wiederverwendung vorgegeben wird und durchaus stark differieren kann. Unabhängig von der Anwendungsart, ob als Bewässerungswasser oder bei einer industriellen Wiederverwendung, gilt, dass hygienische Aspekte immer dann in den Vordergrund treten, wenn ein direkter Kontakt von Menschen (Landwirte, Verbraucher, Betriebspersonal etc.) mit dem wiederzuverwendenden Abwasser besteht. Tabelle 3.3 gibt eine Übersicht über wesentliche Abwasserinhaltsstoffe bzw. -parameter, die oftmals bei der Abwasserreinigung vor einer Wasserwiederverwendung von Bedeutung sind.

Tabelle 3.3: Für eine Wasserwiederverwendung maßgebende Abwasserinhaltsstoffe

Klassifizierung	Parameter
Konventionelle Inhaltsstoffe	Feststoffgehalt Biochemischer- u. Chemischer Sauerstoffbedarf Gesamter organischer Kohlenstoff Nährstoffe (Stickstoff, Phosphor) Salzgehalt
Hygienisch relevante Inhaltsstoffe	Pathogene Mikroorganismen, Viren, Helminthen (Wurmeier), Protozoen
Weitere Inhaltsstoffe	Schwermetalle, Organische Spurenstoffe, Arzneimittelrückstände, Industriechemikalien

Die Bewertung einzelner Verfahrensschritte bezüglich ihrer zu erwartenden Reinigungsleistung vor dem Hintergrund einer Wiederverwendung findet sich neben weiteren Aspekten beispielsweise in dem Themenband „Bewertung von Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung“ der DWA-Arbeitsgruppe BIZ 11.4 „Wasserwiederverwendung“ (DWA, 2008).

Gesetzliche Anforderungen an die Qualität von zur Wiederverwendung geeignetem Abwasser sind global gesehen sehr unterschiedlich. Es gibt jedoch einige nationale sowie internationale Richtlinien und Regelwerke, die insbesondere als Grundlage für die Bewässerung herangezogen werden und oftmals auch in Entwicklungs- und Schwellenländern als Basis für nationale Anforderungen dienen. Hier ist einerseits die Richtlinie der US. Environmental Protection Agency (EPA, 2004) zu nennen, in der Mindestqualitätsanforderungen bezüglich der Was-

serqualität und des Monitorings für verschiedene Formen der Wiederverwendung definiert sind und wo im Wesentlichen zwischen zwei verschiedenen Reinigungsstufen („disinfected secondary effluent“ und „disinfected tertiary effluent“) unterschieden wird. Zum anderen, und als weiteres amerikanisches Regelwerk von erheblicher Bedeutung, ist auf die strengeren Wiederverwendungskriterien des California Code of Regulations, Title 22 (State of California, 2000) zu verweisen, wo vier verschiedene Reinigungsstufen („secondary reclaimed water“, „disinfected secondary-23 reclaimed water“, „disinfected secondary-2.2 reclaimed water“ und „disinfected tertiary reclaimed water“) unterschieden werden. Die Weltgesundheitsorganisation wird mit ihrer Richtlinie „Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture“ (WHO, 1989) und den darin weniger streng angesetzten mikrobiologischen Grenzwerten für eine Wiederverwendung als Bewässerungswasser eher der Situation in Entwicklungs- und Schwellenländern gerecht, in denen sich hochtechnisierte Verfahrensstufen oft nicht umsetzen bzw. sicher betreiben lassen. In Ihrer Neufassung der Richtlinie (WHO, 2006) rückt man darüber hinaus von spezifischen Grenzwerten für einzelne Parameter, wie beispielsweise für die fäkalkoliforme Keimbelastung, ab und geht zu einem System der Risikobewertung über. Als weitere Richtwerte für eine Wiederverwendung werden oftmals die in der EG-Badegewässerrichtlinie (EU, 2006) definierten Grenzwerte bezüglich der Keimbelastung für eine gute Gewässerqualität eines Binnengewässers herangezogen. Tabelle 3.4 gibt einen Überblick über die in den vorstehend aufgeführten vier Richtlinien definierten Anforderungen an die Wasserqualität bezüglich hygienischer bzw. mikrobiologischer Parameter.

Neben diesen vier Richtlinien, deren Schwerpunkt auf hygienischen Mindestanforderungen an ein zur Wiederverwendung geeignetes Wasser liegt und die somit den Schutz von Landwirten, Konsumenten und Betriebspersonal in den Vordergrund stellen, ist mit der FAO Richtlinie (Pescod, 1992) ein weiteres entscheidendes Regelwerk zu nennen. Grundgedanke ist hier die Definition von Mindestanforderungen an die Wasserqualität, die den Schutz der Böden und Pflanzen, beispielsweise vor Versalzung und vor der Akkumulation von Schwermetallen, sicherstellen. Weitere und ausführlichere Informationen zu den Regelwerken und Richtlinien mit Relevanz für die Wasserwiederverwendung finden sich beispielsweise bei Schmidlein und Orth (2010) sowie bei Metcalf & Eddy (2003).

Tabelle 3.4: Hygienische Mindestanforderungen verschiedener Richtlinien

Richtlinie/Reinigungsstufe	Indikatororganismus	Grenzwert
EPA (2004)	Fäkalkoliforme Keime	
Disinfected secondary		< 200 KBE/100 ml
Disinfected tertiary <sup>1)</sup>		0 KBE/100 ml
State of California (2000)	Gesamtkoliforme Keime	
Undisinfected secondary		-
Disinfected secondary-23		< 23 KBE/100 ml
Disinfected secondary-2.2		< 2.2 KBE/100 ml
Disinfected tertiary <sup>2)</sup>		< 2.2 KBE/100 ml
WHO (1989)		
Bewässerungswasser <sup>3)</sup>	Fäkalkoliforme Keime	≤ 1000 KBE/100 ml
	Intestinale Nematoden	≤ 1/1000 ml
EU (2006)		
Badegewässer „guter“ Qualität <sup>4)</sup>	Escherichia coli	≤ 1000 KBE/100 ml
	Intestinale Enterokokken	≤ 400 KBE/100 ml

<sup>1)</sup> Filtration von „secondary effluent“.

<sup>2)</sup> Filtration von „secondary effluent“ durch Bodenpassage oder mineralische Filtermedien.

<sup>3)</sup> Bewässerungswasser für den Anbau von Feldfrüchten für den menschlichen Verzehr, für Sportfelder und für öffentliche Parkanlagen. Abwasserbehandlung durch hintereinander geschaltete Teiche.

<sup>4)</sup> Wasserqualität für Binnengewässer.

Für den überwiegenden Teil von Wiederverwendungsanwendungen ist eine weitergehende Abwasserbehandlung mittels nachgeschalteter Desinfektion aus hygienischen Gründen zu empfehlen. Als Stand der Abwassertechnik können derzeit vier verschiedenen Desinfektionsverfahren bezeichnet werden (die Desinfektion mit Chlor, mit Chlordioxid, mit Ozon und durch UV-Bestrahlung), wobei die weltweite Verbreitung der einzelnen Verfahren sehr stark vom Entwicklungs- und Technisierungsstand sowie von den finanziellen Möglichkeiten der jeweiligen Staaten und Regionen abhängt. Ein sehr guter Vergleich der vier unterschiedlichen Verfahren bezüglich ihrer keimtötenden Wirksamkeit sowie eine ausführliche Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile jedes Verfahrens finden sich beispielsweise bei Metcalf & Eddy (2003) oder Bixio und Wintgens (2006). In dem diesem Text zugrundeliegenden Forschungsvorhaben lag der Schwerpunkt auf den Verfahren der Desinfektion mit Chlor und durch UV-Bestrahlung.

### 3.2.2 Empfehlungen

Aus der Vielzahl der bereits bekannten einzelnen Verfahrensschritte zur Reinigung von kommunalem Abwasser lassen sich verschiedene Verfahrensketten bezüglich der Wiederverwendung von kommunalem Abwasser zusammenstellen. Mehrere wichtige Verfahrensketten werden nachfolgend vorgestellt und bezüglich ihrer Eignung für unterschiedliche Anwendungsformen der Wasserwiederverwendung bewertet. Im Einzelnen werden eine rein mechanische Abwasserbehandlung, verschiedene Formen der biologischen Abwasserreinigung, eine biologische Abwasserreinigung mit nachgeschalteten weiterführenden Behandlungsstufen und Teichverfahren behandelt.

#### 3.2.2.1 Mechanische Abwasserbehandlung



a) Mechanische Abwasserreinigung mit Vorklärung



b) Mechanische Abwasserreinigung mit Mikrosiebung

Bild 3.2: Mechanische Abwasserbehandlung im Kontext einer Wiederverwendung

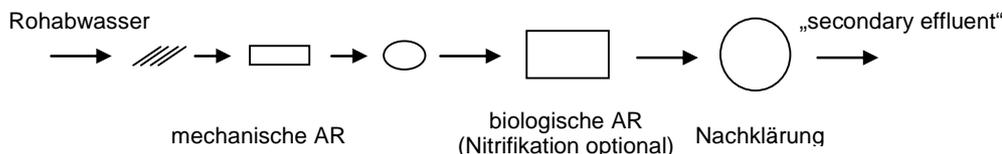
Sowohl in einer klassischen mechanischen Abwasserreinigung als auch in Varianten mit einer Mikrosiebung (bis hin zu 80 µm Maschenweite) werden fast ausschließlich mineralische und organische Feststoffe entfernt. Die Reduktion von gelösten organischen Kohlenstoffverbindungen, von Nährstoffen wie Phosphor und Stickstoff sowie von pathogenen Mikroorganismen, Viren und Wurmeiern ist hingegen gering. Mit einer rein mechanischen Abwasserbehandlung lassen sich die erforderlichen Ablaufqualitäten keiner der vorab genannten Richtlinien und Regelwerke erfüllen. Insbesondere unter hygienischen Aspekten ist die Ablaufqualität bedenklich und kann daher nur als ein erster Schritt eines Stufenausbaukonzepts für Situationen, in denen bisher Rohabwasser ohne jegliche Behandlung wiederverwendet wird, akzeptiert werden.

Eine rein mechanische Abwasserbehandlung als Vorstufe einer nachgeschalteten Desinfektionsstufe birgt ebenfalls Schwierigkeiten. Wegen des hohen Anteils noch vorhandener organischer Verbindungen kann der Einsatz von Oxidationsverfahren (Chlor, Chlordioxid, Ozon) nicht empfohlen werden. Hier ist besonders die erhöhte Gefahr der Entstehung von gesundheitsschädlichen und zum Teil karzinogenen Nebenprodukten (z. B. Trihalogenmethane, Dimethylamine und halogenierte Essigsäuren etc.) zu beachten, was insbesondere für die weit verbreitete Chlorung mittels Chlorgas und Hypochlorit gilt. Die sehr starke Trübung der Abläufe einer mechanischen Abwasserreinigung bzw. die sehr geringe UV-Transmission (in der Regel etwa 5 %) machen auch den effizienten Einsatz einer UV-Desinfektion nicht möglich. Darüber hinaus kann der hohe Anteil an organischen Inhaltstoffen und Nährstoffen das Biofilmwachstum auf den Strahlerschutzrohren beschleunigen, was zu einem erhöhten Reinigungsaufwand führt. Durch den kombinierten Einsatz von Fällungs- und Flockungsmitteln und einer Mikrosiebung (80 µm Maschenweite) ist es möglich, die Wirksamkeit einer rein mechanischen Abwasserbehandlung soweit zu steigern (z. B. UV-T<sub>254</sub> bis 30 %), dass der Betrieb einer direkt anschließenden UV-Desinfektion, allerdings unter erheblichen Energiekosten, beispielsweise in kompakten Systemen realisierbar erscheint.

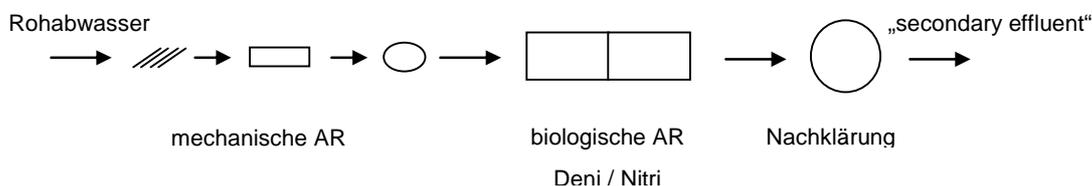
### **3.2.2.2 Biologische Abwasserreinigungsverfahren ohne weiterführende Behandlungsstufen**

Das einer mechanischen Abwasserreinigung nachgeschaltete Belebungsverfahren ist die am weitesten verbreitete Form der biologischen Abwasserreinigung. Wird es mit Nitrifikations- und Denitrifikationsstufe betrieben, erfolgt sowohl die weitgehende Elimination gelöster Kohlenstoffverbindungen als auch eine Reduktion der Pflanzennährstoffe. Die so erzielte Ablaufqualität wird nach den Kriterien des State of California (2000), siehe Tabelle 3.4, als „undesinfected secondary“ oder auch als „secondary reclaimed water“ bezeichnet. Die Anforderungen an eine „gute“ Badegewässerqualität nach EG-Richtlinie (EU, 2006) können durch die Ablaufqualität dieser Reinigungsstufe nicht gewährleistet werden. Durch die Kombination einer mechanischen Abwasserreinigung mit einer nachgeschalteten Belebungsstufe erfolgt eine geringe Reduktion pathogener Mikroorganismen. Der Gehalt an fäkalkoliformen Keimen verringert sich beispielsweise um etwa 2-2,5 Log-Stufen. Das Wasser hat eine ausreichende Qualität für einige direkte Formen der Wasserwiederverwendung. Dies gilt insbesondere für die landwirtschaftliche Bewässerung, zum Beispiel beim Anbau von Nutzpflanzen wie Zuckerrüben, Baumwolle, Tierfutter (z. B. Alfalfa), bei der Bewässerung von Obstbäumen, Wein und Oliven

sowie von Baumschulen. Bei der Wiederverwendung von Wasser mit der Qualität „secondary effluent“ ist aus hygienischen Gründen nur eine Bewässerung in Form einer Oberflächen- oder Tröpfchenbewässerung zu empfehlen, da der Kontakt zwischen Mensch und Bewässerungswasser hierbei kontrollierbar ist.



a) Biologische Abwasserreinigung ohne vollständige Nährstoffelimination



b) Biologische Abwasserreinigung mit vollständiger Nährstoffelimination

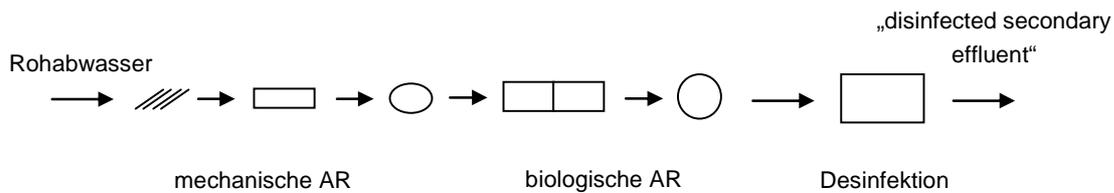
Bild 3.3: Biologische Abwasserreinigung im Kontext einer Wiederverwendung

Biologische Abwasserreinigungsverfahren sind auch ohne weitgehende Nährstoffelimination realisierbar. Beispielfhaft hierfür sind die Verfahrensketten mechanische Abwasserreinigung plus Belebungsverfahren (reine C-Elimination oder C-Elimination + Nitrifikation aber ohne Denitrifikation) bzw. mechanische Abwasserreinigung plus UASB-Verfahren (Hinken et al., 2009). In diesen Fällen bleibt stets ein hoher Anteil der Stickstofffracht im Ablauf enthalten, der bei einer Nutzung als Bewässerungswasser zur Pflanzendüngung beitragen kann und somit Anteile des normalerweise extern zuzuführenden Pflanzendüngers substituieren kann. Dieser hohe Nährstoffgehalt kann jedoch bei saisonalen Betriebsweisen, wie sie z. B. in der landwirtschaftlichen Bewässerung überwiegend vorherrschen, insbesondere in den vegetationsarmen Zeiträumen problematisch sein. Wasser mit hohen Stickstoffkonzentrationen kann auch weder für die Anreicherung von Grundwasserleitern noch für eine Speicherung in offenen oder geschlossenen Reservoirien empfohlen werden.

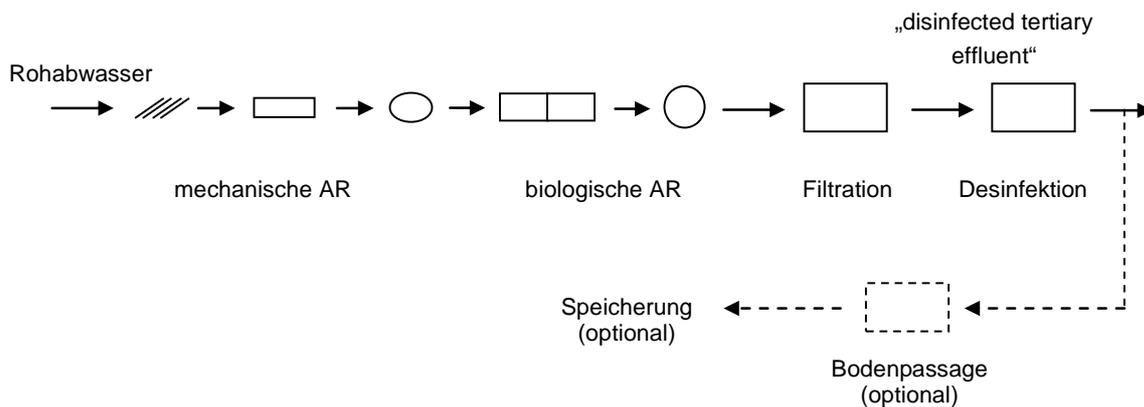
Verfahrensketten, die nach einer biologischen Abwasserreinigung ohne weitgehende Nährstoffelimination enden, sind daher nur bedingt für eine Wiederverwendung geeignet. Sie müssen durch saisonal zuschaltbare Verfahrensschritte zur

Stickstoffelimination, wie beispielsweise eine klassische Denitrifikationsstufe oder eine Biofiltration (Meda und Cornel, 2009), ergänzt werden, wenn zum Schutz des Vorfluters eine Stickstoffelimination gefordert wird.

### 3.2.2.3 Biologische Reinigungsverfahren mit weiterführenden Behandlungsstufen



#### a) Biologische Abwasserreinigung mit Desinfektion



#### b) Biologische Abwasserreinigung mit Filtration und Desinfektion

Bild 3.4: Biologische Abwasserreinigung mit weiterführenden Behandlungsstufen im Kontext einer Wiederverwendung

Die Ablaufqualität der Verfahrenskette mechanische Reinigung plus Belebungsverfahren ist oftmals ausreichend, um eine Desinfektionsstufe als weiterführende Behandlungsstufe direkt anzuschließen. Dies gilt zumindest für gut funktionierende und sicher betriebene biologische Reinigungsstufen. Für eine Desinfektion mittels UV-Bestrahlung gilt beispielsweise, dass, solange im Ablauf der Nachklärung ein AFS  $\leq 20$  mg/l und eine ausreichende UV-Transmission von mehr als 50 % sichergestellt sind, dieses Desinfektionsverfahren direkt hinter der biologischen Reinigungsstufe betrieben werden kann. Mindestbestrahlungsdosen von 30 bis 40 mW s/cm<sup>2</sup> erwiesen sich in diesem Fall für eine weitreichende Keimelimination

und somit für viele Anwendungsformen der Wasserwiederverwendung experimentell als ausreichend. Diese Ergebnisse stimmen mit dem „Ultraviolet Disinfection Guidance Manual“ (EPA, 2003) sowie mit den Angaben des Merkblattes ATV-M 205 „Desinfektion von biologisch gereinigtem Abwasser“ (ATV, 1998) weitgehend überein. Die Ergebnisse können somit als Grundlage für die Bemessung von nachgeschalteten UV-Desinfektionsstufen empfohlen werden. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die UV-Desinfektion keinerlei Depotwirkung aufweist und dass mit der Zeit eine Wiederverkeimung in geringem Maße zu erwarten ist. Eine Nutzung des Wassers sollte daher möglichst umgehend nach der Desinfektion erfolgen.

Chemische Oxidationsverfahren (Desinfektion mit Chlor, Chlordioxid, Ozon) lassen sich ebenfalls direkt hinter einer gut funktionierenden biologischen Reinigungsstufe betreiben. Auf die Problematik der sich teilweise, insbesondere bei einer Chlorung mittels Chlorgas und Hypochlorit, bildenden gesundheitsschädlichen Desinfektionsnebenprodukte ist jedoch auch hier hinzuweisen. Der sichere Betrieb einer Chlorung mit ausreichender Keimreduktion bei angestrebten minimalen Restchlorgehalten ( $\leq 0,5$  mg/l) erfordert einen erheblichen Überwachungsaufwand im Betrieb. Die Auswirkungen schwankender Stickstoffkonzentrationen, insbesondere von durchschlagenden Ammoniumspitzen auf das Desinfektionsergebnis sind teilweise erheblich.

Mit diesen Verfahrensketten gereinigtes Abwasser entspricht der Qualität „disinfected secondary effluent“ in den vorab genannten Richtlinien und Regelwerken (Tabelle 3.4). Hiermit sind viele Anwendungsformen der Wasserwiederverwendung möglich. Ungeeignet ist allerdings auch diese Wasserqualität unter anderem noch für die Bewässerung von Pflanzen und Feldfrüchten für den direkten menschlichen Verzehr, für die Bewässerung von Grünflächen mit intensiver menschlicher Nutzung (Parks, Spielplätze), für industrielle Anwendungen bei denen Dampf/Aerosol entsteht und wo ein erheblicher Kontakt zum Betriebspersonal gegeben ist sowie für die direkte Anreicherung von Grundwasserleitern.

Die Verfahrenskette biologische Abwasserreinigung plus Desinfektion lässt sich sinnvoll durch einen zwischengeschalteten Filtrationsschritt (Bild 3.4b) ergänzen. Zu unterscheiden sind hier im Wesentlichen mit der Schnellfiltration (Raumfilter, die häufig rückspülbar ausgeführt werden) und mit der Langsamsandfiltration (Oberflächenfilter ggf. auch eine Bodenpassage) zwei Verfahrensschritte. Eine zwischen der biologischen Reinigungsstufe und der Desinfektionsstufe betriebene Schnellfiltration steigert in erheblichem Maße die Betriebssicherheit der gesamten

Verfahrenskette. Der Filtrationsschritt vergleichmäßig die Wasserqualität und reduziert insbesondere den Gehalt an abfiltrierbaren Feststoffen wesentlich. Die besondere Bedeutung liegt dabei darin, dass die Wirkung von Desinfektionsverfahren durch die Abschirmung von Mikroorganismen oder ihren Einschluss bei hohen Feststoffkonzentrationen beeinträchtigt wird. Dies gilt insbesondere für die Desinfektion mittels UV-Bestrahlung. Ein maßgeblicher Feststoffrückhalt verringert darüber hinaus auch den notwendigen Wartungsaufwand der nachfolgenden Desinfektionsstufen (z. B. Reinigungszyklen der Strahlenschutzrohre). Besonders im Anschluss an biologische Reinigungsstufen, die nur mit dem Reinigungsziel des Kohlenstoffabbaus und gegebenenfalls noch mit dem Ziel einer Nitrifikation, jedoch ohne Denitrifikation, betrieben werden, kann eine Schnellfiltration hilfreich sein. In diesen Fällen beeinträchtigt beispielsweise eine unkontrollierte Denitrifikation oftmals die Leistungsfähigkeit der Nachklärbecken, wodurch ein erhöhter Schlammabtrieb gefördert wird. Bei effizienten und gut betriebenen Nachklärungen ( $AFS \leq 20 \text{ mg/l}$ ) führen Schnellfiltrationsstufen jedoch nur noch zu einer geringen direkten Verbesserung der Trübung oder der UV-Transmission (um ca. 5-10 %). Auch der Rückhalt von pathogenen Mikroorganismen ist hier eher gering (ca. 1 Log-Stufe). Insbesondere beim Einsatz auf Anlagen in Schwellen- und Entwicklungsländern mit nur wenig erfahrenem Betriebspersonal kann es unter der Perspektive eines möglichst minimierten Aufwandes und sicheren Betriebs sinnvoll sein, rückspülbare Schnellfilter nur einschichtig auszuführen.

Der Einsatz einer Langsandsandfiltration erfordert im Vergleich zur Schnellfiltration wesentlich größere Flächen, weist aber auch im Anschluss an effiziente Nachklärungen noch eine höhere Reinigungsleistung auf. Durch eine Langsandsandfiltration werden die abfiltrierbaren Feststoffe weitgehend zurückgehalten ( $AFS \leq 2 \text{ mg/l}$ ), die UV-Transmission verbessert sich um ca. 10-20 %, strenge Anforderungen an die Trübung von  $\leq 2 \text{ NTU}$  können eingehalten werden und ein höherer Rückhalt von pathogenen Mikroorganismen (um ca. 2 Log-Stufen) und Viren wird erzielt. Eine entsprechend kleinere Bemessung der nachfolgenden Desinfektionsstufen lässt sich verwirklichen.

Eine weitere sehr wirkungsvolle Möglichkeit die Wasserqualität vor einer Desinfektionsstufe maßgeblich zu verbessern, stellt die Membranfiltration (Mikro- und Ultrafiltration) dar. Sowohl ein fast vollständiger Feststoffrückhalt als auch eine weitgehende Reduktion der Trübung ( $AFS \leq 0,5 \text{ mg/l}$ , Trübung  $\leq 0,1 \text{ NTU}$ ) können erzielt werden. Ein sicherer Rückhalt von Helminthen und Wurmeiern sowie eine Reduktion von pathogenen Mikroorganismen und Viren kann durch eine Membranfiltration ebenfalls gewährleistet werden. Insbesondere vor dem Hintergrund eines

Einsatzes der Membranfiltration in Schwellen- und Entwicklungsländern sind jedoch der hohe Technisierungsgrad samt der damit einhergehenden Notwendigkeit gut ausgebildeten Betriebspersonals, der hohe Energieverbrauch des Verfahrensschrittes sowie die noch immer unzureichend gelöste Problematik der Deck-schichtbildung kritisch zu hinterfragen.

Die Wirksamkeit der unterschiedlichen Desinfektionsverfahren bezüglich der Reduktion bzw. Inaktivierung der jeweils relevanten pathogenen Mikroorganismen und Viren ist sehr verschieden ausgeprägt. Generell sind Filtrationsverfahren insbesondere überall dort zu empfehlen, wo Helminthen und Wurmeier aus hygienischer Sicht von Bedeutung sind, da diese durch keines der Verfahren ohne Filtrationsschritt zufriedenstellend eliminiert werden.

Filtrierte Abläufe von biologischen Reinigungsverfahren mit nachgeschalteten Desinfektionsschritten entsprechen der in den vorab genannten Regelwerken als „disinfected tertiary effluent“ bezeichneten Wasserqualität (Tabelle 3.4). Sie können nahezu uneingeschränkt für alle wesentlichen Anwendungsformen der Wiederverwendung empfohlen werden. Sowohl eine Grundwasseranreicherung als auch eine unterirdische Wasserspeicherung sind möglich, wobei vor der Wiederverwendung dann eine nochmalige Desinfektion erforderlich werden kann. Je nach Anwendung sollten auch weitere Aspekte, wie der Salzgehalt, der pH-Wert, die Wasserhärte, die Permeabilität, der Gehalt an Schwermetallen sowie der Gehalt an Spurenstoffen und Arzneimittelrückständen etc. überprüft werden.

#### **3.2.2.4 Abwasserreinigung in Teichanlagen**

Abwasserteiche weisen eine gute natürliche Wirksamkeit bei der Verringerung pathogener Mikroorganismen auf. Bei ordnungsgemäß betriebenen Teichanlagen kann eine Reduktion von coliformen Bakterien um 3 bis 4 Log-Stufen sowie von Viren und Helminthen (Wurmeiern) um bis zu 100 % realisiert werden. Die Desinfektionswirkung beruht im Zusammenhang mit den in der Regel hohen Aufenthaltszeiten in Teichanlagen vor allem auf der Entfernung von partikelgebundenen Mikroorganismen und Wurmeiern durch Sedimentation sowie der Inaktivierung von Keimen durch die photo-biologische und photo-oxidative Wirkung der Sonnenbestrahlung bzw. durch biologische Prozesse insbesondere im Zusammenhang mit einer Anhebung des pH-Wertes durch Algen. Mit einer Verlängerung der Aufenthaltszeit und Maßnahmen zur Verhinderung von hydraulischen Kurzschlüssen wie dem Einbau von Leitwällen oder Inertstoffschwellen sowie der Anordnung von Schüttgutfiltern im Auslaufbereich kann die Desinfektionswirkung in Teichen

weiter verbessert werden (Literaturhinweise zur Teichgestaltung siehe bei Kapitel 2.7.4).

Für eine unbeschränkte Wasserwiederverwendung kann ein ausreichender Desinfektionsgrad durch Teichanlagen alleine jedoch nicht garantiert werden, zumal die Qualität der Teichabläufe saisonalen Schwankungen aufgrund der lokalen klimatischen Verhältnisse unterworfen sein kann. Für die Anordnung von technischen Verfahren zur nachgeschalteten Desinfektion gelten die bereits in den vorstehenden Abschnitten gemachten Einschränkungen; insbesondere ist wegen der organischen Restbelastung in Teichabläufen auf die Bildung von Desinfektionsnebenprodukten beim Einsatz von Chlorverbindungen hinzuweisen. Der Einsatz der UV-Desinfektion wird durch hohe Trübstoffkonzentration bzw. niedrige UV-Transmissionen in sonnenreichen Regionen mit starkem Algenwachstum begrenzt (Nelson, 2000), jedoch lassen sich UV-Anlagen bei moderaten Algenkonzentrationen für die Nachbehandlung von Teichabläufen realisieren (Fuhrmann und Rudolph, 2010); hier sind die Bestrahlungsdosen dann aber um rund das Dreifache gegenüber Abläufen von konventionellen Anlagen zu erhöhen (vgl. Kapitel 3.2.2.3).

### 3.2.3 Literatur

- Asano, T. (1998) Wastewater Reclamation and Reuse. Water Quality Management Library, Volume 10, CRC Press LLC Florida
- ATV (1998) Merkblatt ATV-M 205, Desinfektion von biologisch gereinigtem Abwasser. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef
- Bixio, D. und Wintgens, T. (2006) Water reuse system management manual. AQUAREC, EVK1-CT-2002-00130, May 2006, European Commission, Edited by Bixio, D. Und Wintgens, T., European Communities Publishing Services
- DWA (2008) Bewertung von Verfahrensstufen zur Abwasseraufbereitung für die Wiederverwendung. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Themenband, Hennef
- EPA (2004) Manual – Guidelines for Water Reuse. EPA/625/R-04/108, U.S. Environmental Protection Agency and U.S. Agency for International Development, Washington D.C.
- EPA (2003) Ultraviolet Disinfection Guidance Manual. EPA/815/D-03/007, U.S. Environmental Protection Agency, Washington D.C.
- EU (2006) Richtlinie 2006/7/EG des europäischen Parlamentes und des Rates über die Qualität der Badegewässer und deren Bewirtschaftung und zur Aufhebung der Richtlinie 76/160/EWG. ABL 64/37

- Fuhrmann, T. und Rudolph, K.-U. (2010) Bemessung und Betrieb von Abwasser-  
teichen. Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0543, Uni-  
versität Witten/Herdecke
- Hinken, L., Urban, I., Weichgrebe, D. und Rosenwinkel, K.-H. (2009) AnaKoma  
Laborversuche zur Adaption der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung  
an außereuropäische Randbedingungen und deren Weiterentwicklung zur  
Nutzung des kommunalen Abwassers und des Biogases. Abschlussbericht  
zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0546, Leibniz Universität, Hannover
- Meda, A. und Cornel, P. (2009) Sommer- und Winterbetrieb von Abwasserbe-  
handlungsanlagen, die Bewässerungswasser erzeugen. Abschlussbericht  
zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0584, TU Darmstadt
- Metcalf & Eddy (2003) Wastewater Engineering – Treatment and Reuse. 4<sup>th</sup>. Ed.  
Revised by Tchobanoglous, G., Burton, F. L., Stensel, H. D., McGraw-Hill,  
New York
- Nelson, K. L. (2000) Ultraviolet light disinfection of wastewater stabilization pond  
effluents. Water Science and Technology, Vol. 42, No. 10-11, IWA Publish-  
ing, S. 165-170
- Pescod, M. B. (1992) Wastewater Treatment and Use in Agriculture. FAO Irriga-  
tion and Drainage Paper 47, Food and Agriculture Organization of the United  
Nations, Rome
- Schmidtlein, F. und Orth, H. (2010) Einsatzbedingungen und Verfahrensketten zur  
Wiederverwendung von kommunalem Abwasser. Abschlussbericht zum  
BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0583, Ruhr-Universität Bochum
- State of California (2000) Water Recycling Criteria. Code of Regulations, Title 22,  
Division 4, Chapter 3, Section 60301 ff.
- WHO (1989) Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aq-  
uaculture. World Health Organization, Geneva
- WHO (2006) Guidelines for the safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater,  
Volume 2 Wastewater Use in Agriculture. World Health Organisation, Gene-  
va

### 3.3 Anaerobe Kommunalabwasserbehandlung unter außereuropäischen Randbedingungen

*L. Hinken, I. Urban, D. Weichgrebe, X. Dai und K.-H. Rosenwinkel*

#### 3.3.1 Stand des Wissens und der Technik

##### 3.3.1.1 Einsatz anaerober Reaktoren und Bemessungsansätze

Anaerobe biologische Verfahren werden zur Schlammstabilisierung und zur Abwasserreinigung hoch belasteter Abwässer (CSB > 3.000 mg/l) z. B. aus der Nahrungsmittel- oder Papierindustrie eingesetzt (Bischofsberger et al., 2005).

In den letzten Jahren hat sich die Anaerobtechnik in vielen Ländern als Alternative zur konventionellen aeroben Kommunalabwasserbehandlung entwickelt. Großtechnische Anlagen zur anaeroben Kommunalabwasserbehandlung (i. d. R. UASB-Reaktoren) werden u. a. in Indien, Kolumbien, Mexiko und Brasilien betrieben. Da ein effektiver Anlagenbetrieb nur bei Abwassertemperaturen > 20 °C zu erreichen ist, ist diese Alternative vorrangig für tropische und subtropische Länder interessant.

Für die Bemessung von Anaerobreaktoren liegen aufgrund der verschiedenen Reaktortypen und Industrieanwendungen bisher keine einheitlichen Bemessungsansätze vor. Die Auslegung erfolgt meist in Anlehnung an andere Großanlagen mit ähnlichen Randbedingungen oder auf Grundlage halbtechnischer Vorversuche. Als Bemessungswerte werden die CSB-Raubelastung sowie die Aufenthaltszeit im Reaktor angesetzt. Die anaeroben Umsatzprozesse wurden von Batstone et al. (2002) mathematisch im Anaerobic Digestion Modell No. 1 (ADM 1) abgebildet. Eine Bemessung auf dieser Modellgrundlage ist aber aufgrund der hohen Anzahl an Parametern sehr aufwendig und in der Regel nicht sinnvoll.

##### 3.3.1.2 Methanemissionen

Entsprechend der Gleichgewichtsbedingungen gehen nicht unerhebliche Mengen an Biogas (CH<sub>4</sub>, CO<sub>2</sub>) während des anaeroben Reinigungsprozesses in Lösung und werden mit dem Ablauf aus dem System geführt. Die Löslichkeit der Gase lässt sich mit Hilfe des Henry-Gesetzes beschreiben:

$$S_i = K_H \cdot p_i \quad (3.1)$$

mit:  $S_i$  : Konzentration des Gases (i) im Wasser in mol/l,  
 $K_H$  : Henry-Konstante in mol/(l · bar),

$p_i$  : Partialdruck des Gases (i) in der Gasphase in bar.

Die Henry-Konstante ist abhängig von der Art des Gases und der Temperatur. Sie lässt sich mit folgender Formel berechnen

$$\log K_H = \frac{a}{T} - b + c \cdot T \quad (3.2)$$

mit: T : Temperatur in Kelvin (= °C + 273)  
und den folgenden Konstanten

	a	b	c
CH <sub>4</sub>	2370,4	16,33	0,0185
CO <sub>2</sub>	2385,73	14,0184	0,01526

Mit 35 °C ergibt sich für Methan eine Konstante von  $1,16 \cdot 10^{-3}$  mol/(l·bar), die Konstante für Kohlendioxid liegt mit  $2,67 \cdot 10^{-2}$  mol/(l·bar) um das 23fache höher. Die geringe Löslichkeit von Methan im Wasser wird von seinem Treibhauspotential in der gleichen Größenordnung (Faktor 23) leider wieder ausgeglichen. Bei einem Methananteil von 70 % im Gas und einer Temperatur von 25 °C ergibt sich z. B. eine Methan-Sättigungskonzentration von etwa 15 mg CH<sub>4</sub>/l (60 mg CSB/l). Fließt das Wasser in den Vorfluter oder wird direkt zur Bewässerung genutzt, entweicht das Gas in die Atmosphäre.

### 3.3.2 Empfehlungen

Beim Einsatz von anaeroben Verfahren zur Abwasserbehandlung sind vor allem drei Aspekte zu beachten:

1. Die anaerobe Verfahrenstechnik eignet sich lediglich zur Reduzierung der CSB-Ablaufwerte als Vorreinigungsstufe. Stickstoff und Phosphor werden in nur geringen Mengen durch Inkorporation in den Überschussschlamm eliminiert.
2. Zur nahezu vollständigen CSB-Elimination ist einer anaeroben Stufe generell eine aerobe Stufe, z. B. Tropfkörper oder Abwasserteich nachzuschalten.
3. Aufgrund des hohen Treibhauspotentials von Methan ist eine Erfassung und energetische Verwertung des gebildeten Biogases anzustreben, wobei auch das im Ablauf gelöste Methan zu berücksichtigen und zu bewerten ist.

### 3.3.2.1 Randbedingungen für den Einsatz

Durch anaerobe Verfahren kann lediglich eine Reduzierung des Kohlenstoffs erreicht werden. Die Abbauleistung der UASB-Reaktoren ist dabei stark temperaturabhängig. In Bild 3.5 ist zusätzlich der Einfluss der Schlammbelastung auf die theoretisch erreichbare CSB-Elimination angegeben. Eliminationsleistungen von über 50 % können erst ab Temperaturen von 30 °C erreicht werden. Im Mittel kann eine Steigerung des Abbaugrades um 5 %/°C (bezogen auf den Ausgangswert) angenommen werden.

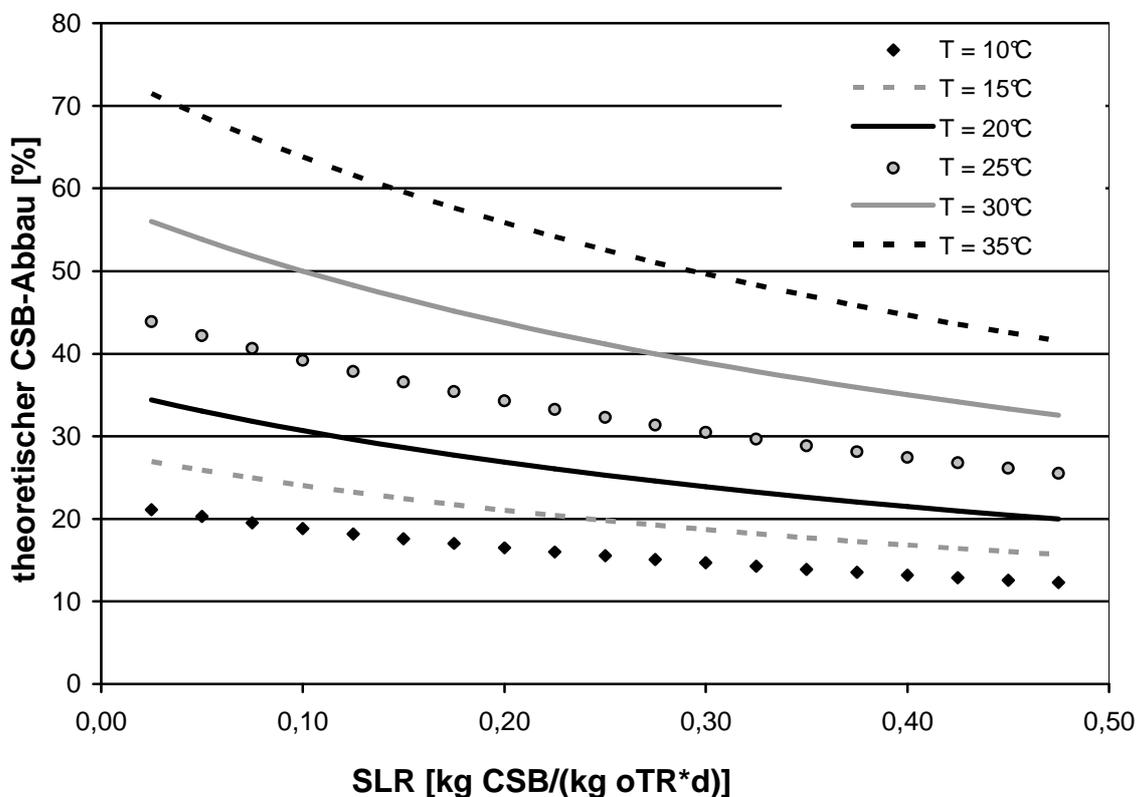


Bild 3.5: Theoretisch möglicher CSB-Abbau in den Reaktoren

Da die Methankonzentration in der Lösung maximal die Sättigungskonzentration erreichen kann, ist aus ökologischer Sicht erst die Behandlung von Abwässern mit höheren CSB-Konzentrationen sinnvoll (> 400 mg/l (GTZ, 1998); > 300 mg BSB<sub>∞</sub>/l (Cakir und Stenstrom, 2005)). Allein auf die Kohlenstoffelimination bezogen und ohne Betrachtung der Stickstoffelimination sind nach Urban (2009) die Treibhausgasemissionen anaerober Umsetzungsprozesse bei 20 °C und ohne Nachbehandlung der gelösten Methankonzentrationen erst bei 1000 mg/l geringer als die Emissionen vergleichbarer aerober Verfahren. Um niedrigere Treibhausgasemis-

sionen zu erreichen, muss mehr als 65 % des gebildeten Methans erfasst und verwertet werden (Urban, 2009). Die Behandlung und Nutzung des gelösten Methans im Ablauf ist zur Reduzierung der Treibhausgasemissionen notwendig.

Darüber hinaus sollten beim Einsatz von UASB-Reaktoren zur Kommunalabwasserbehandlung ausreichende Nährstoffe im Abwasser zur Verfügung stehen (Nährstoffverhältnis von etwa CSB:N:P:S = 350:5:1:1). Spurenstoffe sind in kommunalen Abwässern in der Regel in ausreichenden Konzentrationen vorhanden, toxische Stoffe treten nur in geringen Konzentrationen auf (GTZ, 1998).

Eigene Untersuchungen haben gezeigt, dass auch Abwässer mit einem Feststoffgehalt > 100 mg/l durchaus mit UASB-Reaktoren gereinigt werden können. Aufgrund des hohen Eintrags an partikulärem CSB werden diese mit einem Schlammbett aus Flockenschlamm und nicht mit Granula betrieben (Urban et al., 2007). Durch ausreichende Aufenthaltszeiten ist es möglich, die Feststoffe zu hydrolysieren. Die Hydrolyserate im Reaktor lässt sich wie folgt beschreiben:

$$k = k_{hyd,30} \cdot 1,1^{(T-30)} \cdot x_{CSB,Reaktor} \quad (3.3)$$

mit:  $k$  : Hydrolyserate im Reaktor in g CSB/(l · d)  
 $k_{hyd,30}$  : Hydrolysekonstante bei 30 °C = 0,03 in 1/d (Urban, 2009)  
 $T$  : Temperatur in °C  
 $x_{CSB,Reaktor}$  : Konzentration an partikulärem CSB im Reaktor in g/l.

### 3.3.2.2 Bemessung anaerober Reaktoren

Grundlage für die Bemessung der Reaktoren (i. d. R. UASB-Reaktoren) sind die tägliche Zulaufmenge, die CSB-Konzentrationen (gesamt, gelöst und partikulär), die mögliche Prozesstemperatur sowie die erforderlichen CSB-Grenzwerte im Ablauf. Mit Hilfe dieser Parameter lassen sich die drei kritischen Größen Aufstromgeschwindigkeit, Schlammbelastung und Biomassengehalt bestimmen. Bild 3.6 zeigt schematisch das Vorgehen zur Bemessung (Urban, 2009).

Mit steigender Aufstromgeschwindigkeit wird die Feststoffabtrennung im Absetzteil des Reaktors erschwert und der über den  $CSB_{part}$  gemessene Feststoffgehalt im Reaktorablauf nimmt zu. Dieser Zusammenhang lässt sich empirisch mit folgender Formel ermitteln (Urban, 2009):

$$CSB_{Ablauf,part} = CSB_{Zulauf,part} \cdot \sqrt[3]{0,5 \cdot v_{Aufstrom}} \quad (3.4)$$

mit:  $CSB_{Ablauf,part}$  : partikulärer CSB im Ablauf in mg/l

$CSB_{Zulauf,part}$  : partikulärer CSB im Zulauf in mg/l

$v_{Aufstrom}$  : Aufstromgeschwindigkeit in m/h

Durch Umstellung dieser Gleichung lässt sich bei Vorgabe von  $CSB_{Zulauf,part}$  und des maximalen  $CSB_{Ablauf,part}$  die maximale Aufstromgeschwindigkeit bestimmen:

$$v_{Aufstrom} = 2 \cdot \left( \frac{CSB_{Ablauf,part}}{CSB_{Zulauf,part}} \right)^3 \quad (3.5)$$

mit:  $v_{Aufstrom}$  : maximale Aufstromgeschwindigkeit in m/h

Für einen ausreichenden Biomassenrückhalt im System ist bei Trockenwetter im Mittel eine Aufstromgeschwindigkeit von 0,75 m/h sicherzustellen. Sinnvoll ist eine Begrenzung auf 0,5 m/h.

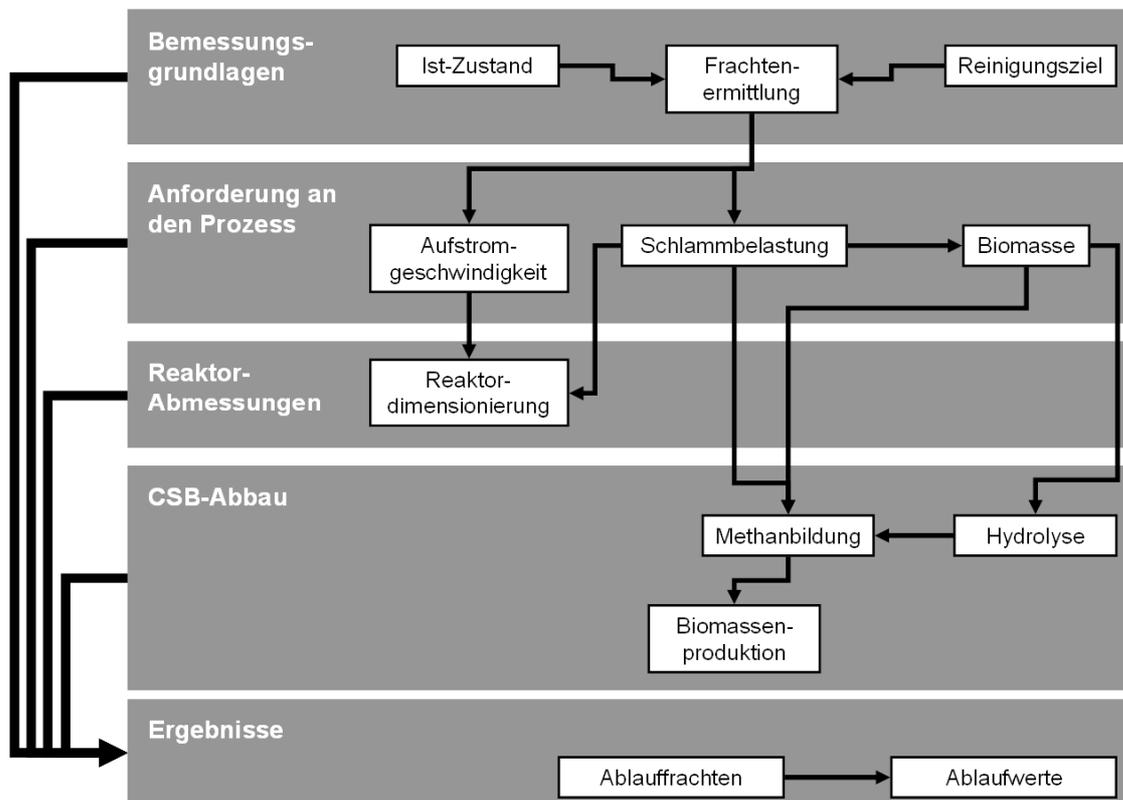


Bild 3.6: Ablaufplan der Reaktor bemessung (Urban, 2009)

Neben der Aufstromgeschwindigkeit ist die Schlammbelastung und damit der Biomassengehalt maßgebend für die Dimensionierung des Reaktors. Entsprechend Bild 3.5 kann für den Temperaturbereich von 12,5-27,5 °C der Zusammenhang zwischen Methanaktivität, Schlammbelastung und Temperatur wie folgt be-

schrieben werden (Urban, 2009). Bei höheren Temperaturen ist ggf. eine weitere Belastungssteigerung möglich.

$$SMA = \frac{0,35 * SLR}{0,6 + SLR} \cdot 1,05^{(T-30)} \quad (3.6)$$

mit: SMA : spezifische Methanaktivität in kg CSB/(kg oTR · d)  
 SLR : maximale Schlammbelastung in kg CSB/(kg oTR · d)  
 T : Reaktortemperatur in °C.

Die maximal mögliche Schlammbelastung des Systems hängt daher neben dem geforderten CSB-Abbau ( $\Delta CSB$ ) wesentlich von der Reaktortemperatur ab (Bild 3.5).

$$SLR = \left( \frac{35}{\Delta CSB} \cdot 1,05^{(T-30)} \right) - 0,6 \quad (3.7)$$

mit:  $\Delta CSB$  : geforderter CSB-Abbau in %

Tabelle 3.5: Berechnung der Reaktorabmessungen

Parameter	Formel	Anmerkungen
Grundfläche	$A = \frac{Q_{\text{Zulauf}}}{v_{\text{Aufstrom}}} \text{ in m}^2$	A = Reaktorgrundfläche in m <sup>2</sup> $Q_{\text{Zulauf}}$ = Zulauf in m <sup>3</sup> /h $v_{\text{Aufstrom}}$ = max. Aufstromgeschwindigkeit in m/h
Höhe	$h_{\text{Schlammbett,min}} = \left( \frac{M_{\text{oTR}}}{\text{oTR} \cdot A} \right)^{0,87} \text{ in m}$  $h_{\text{Reaktor}} = SF \cdot h_{\text{Schlammbett}} + h_{\text{Abscheider}} \text{ in m}$	$h_{\text{Schlammbett,min}}$ = minimale Höhe des Schlammbetts in m $M_{\text{oTR}}$ = Biomassengehalt im Reaktor in kg oTR A = Grundfläche des Reaktors in m <sup>2</sup> oTR = oTR-Konzentration im Schlammbett in kg oTR/m <sup>3</sup> (Erfahrungswert: 20 – 25 kg oTR/m <sup>3</sup> ) Sicherstellung eines ausreichenden Biomassengehalts im Reaktor: Sicherheitsfaktor SF = 1,25 (Empfehlung) Übliche Bauhöhe für 3-Phasen-Abscheider: $h_{\text{Abscheider}} = 1,5 - 2 \text{ m}$

Errechnet sich eine maximale Schlammbelastung  $< 0 \text{ kg CSB}/(\text{kg oTR} \cdot \text{d})$ , so ist die gewünschte Eliminationsleistung bei den gegebenen Temperaturen nicht möglich.

Aus der maximalen Schlammbelastung und den vorliegenden Zulauffrachten lässt sich die benötigte Biomasse im System wie folgt ermitteln:

$$M_{oTR} = \frac{B_{d,Zulauf,CSB}}{SLR} \quad (3.8)$$

mit:  $M_{oTR}$  : Biomasse im Reaktor in kg oTR  
 $B_{d,Zulauf,CSB}$  : CSB-Zulauffracht in kg/d  
 $SLR$  : maximale Schlammbelastung in kg CSB/(kg oTR · d)

Aus berechneten Parametern kann die Reaktorgeometrie abgeleitet werden. Die erforderlichen Formeln sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst.

### 3.3.2.3 Methan- und Biomassenproduktion

Aus der SMA und der bekannten Biomasse im Reaktor kann die tägliche Methanproduktion des Systems ermittelt werden:

$$B_{d,CH_4} = SMA \cdot M_{oTR} \quad (3.9)$$

mit:  $B_{d,CH_4}$  : tägliche Methanproduktion in kg CSB/d  
 $SMA$  : spezifische Methanaktivität in kg CSB/(kg oTR · d)  
 $M_{oTR}$  : Biomasse im Reaktor in kg oTR

Der theoretische Gasertrag liegt bei  $0,35 \text{ m}_N^3 \text{ CH}_4/\text{kg CSB}$ . Da ein Teil des abgebauten CSB für die Bildung neuer Biomasse eingesetzt wird, reduziert sich der Gasertrag zu etwa  $0,32 \text{ m}_N^3 \text{ CH}_4/\text{kg CSB}$ . Das im gebildeten Biogas enthaltene Methan lässt sich nach Gleichung (3.10) berechnen. Es ist zu beachten, dass ein Teil des gebildeten Biogases in Lösung geht (vgl. Abschnitt 3.3.1: Methanemissionen):

$$Q_{CH_4} = B_{d,CH_4} \cdot 0,32 \quad (3.10)$$

mit:  $Q_{CH_4}$  : Volumen des gebildeten  $\text{CH}_4$  in  $\text{m}_N^3/\text{d}$   
 $B_{d,CH_4}$  : tägliche Methanfracht in kg CSB/d

Die tägliche Überschussschlammproduktion addiert sich aus zwei Teilmengen: dem partikulären CSB aus dem Reaktorzulauf, der nicht hydrolysiert wurde, und dem Biomassenzuwachs im Reaktor. Die produzierte Überschussschlammmenge ist mit 10 % des eliminierten CSB im Vergleich zu aeroben Verfahren relativ gering.

Der Schlamm kann ähnlich entsorgt werden wie Schlamm aus einem konventionellen kommunalen Faulbehälter.

### **3.3.2.4 Ausführung der Reaktoren**

Zur baulichen Ausführung finden sich vor allem bei Beckereit (1987), Lettinga (1995) und von Sperling und Chernicharo (2005) detaillierte Angaben zur Ausbildung der Reaktoren und vor allem der Phasentrennung. Im Projekt wurde ein neuartiger aus Kunststoffplatten zusammengesteckter Dreiphasenabscheider eingesetzt (Fa. UCY). Zusätzlich zu den Reaktoren ist auch die Gasfassung und -verwertung zu betrachten. Der Gasspeicher und die Gasfackel sind auf die gebildete Biogasmenge zu bemessen. Ebenso ist aufgrund der leichten Entzündbarkeit des Biogases auf ausreichenden Explosionsschutz zu achten.

### **3.3.2.5 Vor- und Nachbehandlungsschritte**

Eine notwendige Vorbehandlung ist die Entfernung von Störstoffen wie z. B. Sand und Grobstoffen, welche Zu- und Ableitungen verstopfen können. Die Vorschaltung von Rechen mit einem Stababstand von 6 mm ist ausreichend. Organische Feststoffe mit Korngrößen < 1-2 mm konnten im Rahmen der Untersuchungen in den Reaktoren umgesetzt werden. Abhängig von der Zulaufganglinie muss eventuell zur Vergleichmäßigung des Zulaufes ein Misch- und Ausgleichsbecken vorgeschaltet werden.

Da anaerobe Verfahren maximal eine CSB-Elimination von 70 % erreichen, empfiehlt sich die Einbindung dieses Schrittes in ein Gesamtkonzept. In von Sperling und Chernicharo (2005) findet sich eine umfangreiche Sammlung von Verfahrenskombinationen.

Die notwendigen Nachbehandlungsschritte richten sich nach dem vorgesehenen Wiederverwendungszweck. Soll das Abwasser zur Bewässerung genutzt werden, so steht vor allem die Keimreduktion im Vordergrund. Hierfür eignen sich naturnahe Verfahren wie Abwasserteiche. Technische Verfahren für die direkte Desinfektion des Ablaufs eines UASB-Reaktors sind aufgrund der hohen Konzentration an organischen Inhaltstoffen und Nährstoffen (vor allem Ammonium im Fall einer Chlorung) nicht geeignet. Darüber hinaus besteht ein hohes Potential von Biofilmwachstum und Wiederverkeimung in Speichern und Verteilungsnetzen. Soll das Abwasser hingegen in eine Vorflut eingeleitet werden, muss das Abwasser auf die örtlichen Einleitungsgrenzwerte aufbereitet werden. Dieses beinhaltet vor allem eine Weiterreduzierung der CSB-Fracht sowie ggf. eine Reduktion der Stickstoff- und der Phosphorfracht. Somit empfiehlt sich eine nachgeschaltete Belebungsstu-

fe oder z. B. ein Tropfkörper. Auf die Verfahrenskombination UASB (CSB Vorreinigung) und Biofilter (Nährstoffelimination, eventuell saisonal betrieben) wird im Kapitel 3.4 sowie bei Meda und Cornel (2009) näher eingegangen.

Wesentlicher Nachbehandlungsschritt ist die Reduzierung der gelösten Methankonzentrationen im Ablauf des Reaktors. Eine Variante zur Minimierung der Gasverluste ist die Reduzierung der Löslichkeit des Methans, die abhängig ist vom Umgebungsdruck und der Wassertemperatur. Durch eine Vakuumentgasung kann ein Teil des gelösten Methans erfasst und verwertet werden (Ausführungshinweise in Saake, 1986). Der Wirkungsgrad des Verfahrens ist linear abhängig von dem im Entgasungstank erreichten Unterdruck: Bei einem Druck von 0,5 bar im Entgasungstank können ca. 50 % des gelösten Methans erfasst werden (Urban, 2009). Der Energiebedarf der Vakuumpumpen ist bei der Bewertung zu berücksichtigen. Ebenfalls müssen Leckagen ausgeschlossen werden. Die zweite Variante zur Verringerung der Löslichkeit der Gase ist die Anhebung der Wassertemperatur. Aufgrund der großen Abwassermengen ist eine Aufheizung des Abwassers um 20 °C mit dem gebildeten Biogas alleine nicht möglich. Untersuchungen von El-Mashad et al. (2004) hingegen zeigen jedoch, dass über Solarkollektoren die Abwassertemperatur z. B. in Ägypten um 10-20 °C angehoben werden kann. Somit können ohne zusätzlichen Energieeinsatz 30 % des im Ablauf gelösten Methans zurückgewonnen werden. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Strippung des Methans. Bretschneider et al. (1993) haben unterschiedliche Strippungs-Verfahren aus der Wasserversorgung mit spezifischen Energieverbräuchen zusammengestellt. Der Wirkungsgrad dieser Verfahren kann durch eine Erhöhung des Luftvolumenstroms im Reaktionsraum gesteigert werden, was jedoch zu einem Anstieg des Energiebedarfs führt (Urban, 2009).

### **3.3.2.6 Betrieb der Anlagen**

Für einen erfolgreichen Anlagenbetrieb müssen der kulturelle Hintergrund und die Strukturen in dem jeweiligen Land berücksichtigt werden. Eine Ausbildung der technischen Arbeiter und des Laborpersonals sowie eine Einführung der Verantwortlichen vor Ort in die anaeroben Prozesse sind erforderlich, um eine effektive Anlagenbetreuung zu gewährleisten.

Der Betreuungsaufwand einer solchen Anlage ist in der Regel nach erfolgreicher Inbetriebnahme nicht hoch. Eine regelmäßige Kontrolle, Wartung und Probenahme ist jedoch notwendig, um zielgerichtet und verantwortungsbewusst arbeiten zu können und auf Änderungen in den Randbedingungen (z. B. Zulaufkonzentrationen) rechtzeitig zu reagieren.

Hauptrisiko nach dem Bau einer solchen Anlage ist mangelnde Akzeptanz und nicht ausreichende Kenntnisse und Erfahrungen, die dazu führen, dass die Anlage unzureichend betreut wird, Randbedingungen nicht ausreichend berücksichtigt werden und damit die Umsatzprozesse gehemmt werden oder vollständig zum Erliegen kommen. Hohe Feststoffkonzentrationen im Zulauf können zudem zu Verstopfungen führen oder sich in der Biomasse anreichern und damit deren Aktivität einschränken.

In jedem Fall ist die Freisetzung von Biogasemissionen ein Sicherheitsrisiko. So bildet das Methan-Luft-Verhältnis im Konzentrationsbereich von 4,4 und 16,5 Vol.-% für Methan und bei einem Sauerstoffgehalt von mindestens 11,6 Vol.-% ein explosionsfähiges Gasgemisch, welches bei Vorhandensein einer Zündquelle (z. B. elektrische Geräte, elektrostatische Aufladung) zur Explosion führt. Daher sind entsprechende Schutzmaßnahmen zu berücksichtigen. Darüber hinaus ist  $H_2S$  schon in geringen Konzentrationen (MAK-Wert 5 ppm) für Menschen toxisch und kann bei 500-1000 ppm bereits zu Atemstillstand und zum Tod führen. Liegt daher Sulfat im Abwasser vor, müssen auch hier Sicherheitsmaßnahmen berücksichtigt werden. Freisetzungen von Biogas sind auch aus ökologischer Sicht zu vermeiden, da Methan wie beschrieben maßgeblich zum Treibhauseffekt beiträgt. Nur bei einer ausreichenden Methanerfassung und -verwertung haben anaerobe Verfahren eine positive  $CO_2$ -Bilanz und sind aeroben Verfahren vorzuziehen.

### 3.3.3 Energieverbrauch und Kosten

Die durch die Abwasserbehandlung entstehenden Kosten richten sich neben den gewählten Behandlungsverfahren vor allem nach dem Einsatzort. Aus diesem Grund werden im Folgenden lediglich die wichtigsten Einflüsse auf den Energieverbrauch und die Kosten wiedergegeben.

#### 3.3.3.1 Energie

Abhängig von der Qualität des eingebauten Dreiphasenabscheiders und der Abwassertemperatur werden maximal 2/3 des gebildeten Biogases über die Gasfassung erfasst. Aufgrund der im Gegensatz zur Industrieabwasserbehandlung niedrigen Temperaturen von etwa 20-25 °C und der höheren Löslichkeit von  $CO_2$ , können im Biogas hohe Methankonzentrationen von 75-95 % erreicht werden. Somit können ca. 300 l Biogas/kg  $CSB_{\text{eliminiert}}$  mit einem Brennwert von < 8 kWh/m<sup>3</sup> genutzt werden.

Zur energetischen Nutzung des Biogases stehen grundsätzlich unterschiedliche Möglichkeiten zur Verfügung. Zum einen kann aus dem Biogas in einem Block-

heizkraftwerk (BHKW) elektrische Energie erzeugt werden (Wirkungsgrad  $\eta_{el} = 0,35$ ), meist wird dann eine Entschwefelung des Biogases notwendig (Anforderungen entsprechend Herstellerangaben; Konzentrationen im Biogas bei anaerober Kommunalabwasserbehandlung  $\sim 2000$  ppm  $H_2S$ ). Energetisch sinnvoller ist häufig eine direkte Verwertung, bei der i. d. R. keine weitere Aufbereitung des Biogases notwendig ist. Im häuslichen Bereich kann das Biogas beispielsweise zur Erzeugung von Wärme, zum Kochen (Gasherd) oder zur Erzeugung von Licht über Gaslampen eingesetzt werden. Im industriellen Bereich kann das Biogas zur Heißwassererzeugung im Kessel direkt genutzt werden.

Der Energiebedarf für die UASB-Reaktoren ist relativ gering, da vorwiegend Pumpenergie zur Überwindung des im Reaktor vorherrschenden Wasserdrucks erforderlich ist. Er ist abhängig von Förderhöhe und Volumenstrom. Falls durch die örtlichen Gegebenheiten natürlich vorhandenes Gefälle genutzt werden kann, entfällt der Einsatz der Zulaufpumpen. In diesem Fall muss lediglich die Peripherie wie z. B. Messtechnik und der Eigenverbrauch der Wirtschaftsgebäude abgedeckt werden, welcher vergleichsweise gering und abhängig vom Automatisierungsgrad der Anlage ist.

### 3.3.3.2 Kosten

Die Kosten für die anaerobe Behandlung sind zum einen eine Funktion des Reinigungsziels und zum anderen abhängig von den verwendeten Baumaterialien und können daher nicht pauschal angegeben werden. Aus diesem Grund und aufgrund der stetig steigenden Energiepreise müssen die Kosten für jede Anwendung gesondert betrachtet werden.

In Bild 3.7 sind einzelne Baugruppen für die UASB-Reaktoren zusammengestellt, aus deren Einzelkosten sich letztendlich die Kosten der Gesamtanlage ergeben. In Tabelle 3.6 sind die wichtigsten Einflüsse auf die zu veranschlagenden Kosten wiedergegeben. Aufgrund der korrosiven Inhaltstoffe des Biogases (vor allem  $H_2S$ ) ist bei exponierten Stellen auf die Verwendung widerstandsfähiger Materialien zu achten. Hinsichtlich des Mechanisierungsgrades der Anlage sind die vor Ort vorherrschenden Verhältnisse abzuwägen. So ist z. B. zu prüfen, ob eine aufwändige Online-Messtechnik wirtschaftlich vertretbar ist und vor allem vor Ort durch einen Kundendienst betreut werden kann.

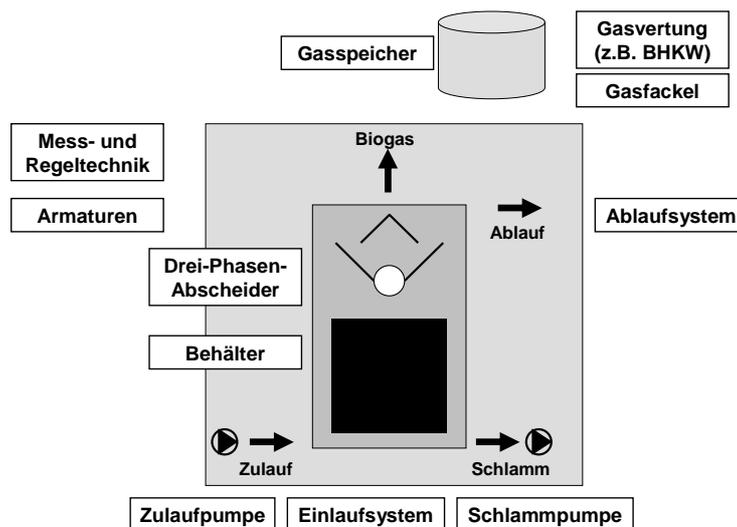


Bild 3.7: Baugruppen für UASB-Reaktoren

Tabelle 3.6: Wichtigste Kostenstellen bei der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung

Position	Einflüsse	Betriebskosten	Investitionen
Reaktoren	Baumaterial (z. B. Beton – Stahl – Kunststoff) Bauweise (unterirdisch – oberirdisch)		X
Verteilersystem, 3-Phasen-Trennung	Baumaterial (Stahl bzw. Kunststoff)		X
Pumpen	Pumpenart Fördermenge Förderhöhe		X
MSR-Technik	Automatisierungsgrad		X
Personal	Ausbildung Lohnniveau Automatisierungsgrad	X X X	
Gasverwertung <sup>1)</sup>	Gasspeicher, Explosionsschutz, Gasfackel		X

<sup>1)</sup> Zusätzlich bei Verwertung über BHKW: Investitionskosten für BHKW, Gasaufbereitung → Erlös über Strom  
Zusätzlich bei häuslicher Verwertung: Investitionskosten für Verteilung (Gasnetz bzw. Flaschenabfüllung) → Erlös über Gasverkauf

Ein mögliches Anlagenkonzept, das auch im Rahmen des Forschungsvorhabens in einer Pilotanlage getestet wurde, ist die Nutzung von 40“ Containern als UASB-Reaktoren. Durch den Einsatz gebrauchter Container sowie einfacher Dreiphasen-

Abscheider aus Polypropylen-Platten verschiedener Stärken sind die Kosten für eine solche Anlage vergleichsweise gering. Zudem ist nur wenig Anlagentechnik erforderlich, die in einem Teil des Reaktors untergebracht werden kann. Durch den Einsatz von Container-Anlagen kann eine Anlage zur Abwasserreinigung auch modular erweitert werden. Ein zusätzliches Einsparpotential besteht beim Einsatz von z. B. mit Folie verstärkten Abwasserteichen, in die auch die verwendeten Dreiphasen-Abscheider eingesetzt werden können. Durch Ausrüstung mit den erforderlichen Pumpen kann auf diese Weise ein Teich zu einem UASB-Reaktor umfunktioniert werden. Entsprechend der örtlichen Gegebenheiten ist jedoch dieser Einsatz hinsichtlich Betriebssicherheit und Stabilität zu prüfen.

### 3.3.4 Literatur

- Batstone, D. J., Keller, J., Angelidaki, I., Kalyuzhnyi, S. V., Pavlostathis, S. G., Rozzi, A., Sanders, W. T. M., Siegrist, H. und Vavilin, V. A. (2002) Anaerobic Digestion Modell No. 1 (ADM1). IWA Publishing, London
- Beckereit, M. (1987) Kosten der anaeroben Abwasserbehandlung. In: Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik der Universität Hannover Bd. 71, Eigenverlag, Hannover
- Bischofsberger, W., Dichtl, N., Rosenwinkel, K.-H., Seyfried, C. F. und Böhnke, B. (2005) Anaerobtechnik. Springer Verlag, Berlin
- Bretschneider, H., Lecher, K. und Schmidt, M. (1993) Taschenbuch der Wasserwirtschaft. 7. Auflage, Paul Parey Verlag, Hamburg, Berlin
- Cakir und Stenstrom (2005) Greenhouse gas production: A comparison between aerobic and anaerobic wastewater treatment technology. *Water Research* 39, S. 4197-4203
- El-Mashad, H. M., van Loon, W., Zeeman, G. und Lettinga, G. (2004) Design of a solar thermophilic anaerobic reactor for small farms. *Biosystems Engineering* 87 (3)
- GTZ (1998) Promotion of anaerobic technology for the treatment of municipal and industrial sewage and wastes. Supraregional Sector Project, Final Report, GTZ/TBW, Eschborn, Frankfurt
- Lettinga, G. (1995) Anaerobic reactor technology: reactor and process design. International Course on anaerobic treatment, Wageningen Agricultural University/ IHE Delft, Wageningen, 17.-28. Juli 1995
- Meda, A. und Cornel, P. (2009) Sommer- und Winterbetrieb von Abwasserbehandlungsanlagen, die Bewässerungswasser erzeugen. Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0584, TU Darmstadt
- Saake, M. (1986) Abscheidung und Rückhalt der Biomasse bei anaeroben Belebungsverfahren und in Festbettreaktoren. *Korrespondenz Abwasser* 35, Nr. 8

- Urban, I., Weichgrebe, D. und Rosenwinkel, K.-H (2007) Anaerobic treatment of municipal wastewater using the UASB-technology. Water Science & Technology, Vol. 56 Nr. 10 S. 37-44 IWA Publishing 2007
- Urban, I. (2009) Anaerobe Kommunalabwasserbehandlung – Einsatz und Bemessung von UASB-Reaktoren. Veröffentlichungen des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik Leibniz Universität Hannover, Heft 143, Hannover
- von Sperling, M. und Chernicharo, C. A. L. (2005) Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. Volume One, IWA Publishing, London

### **3.4 Sommer- und Winterbetrieb von Abwasserbehandlungsanlagen, zur Erzeugung von Bewässerungswasser**

*A. Meda und P. Cornel*

#### **3.4.1 Stand des Wissens und der Technik**

##### **3.4.1.1 Vorbemerkungen**

Ein grundsätzliches Problem bei der landwirtschaftlichen Wasserwiederverwendung ist die zeitliche (neben der räumlichen) Diskrepanz zwischen Abwasseranfall (ganzjährig) und Bewässerungswasserbedarf (saisonal bzw. nur während der Vegetationsperiode). Die direkte Aufbringung auf landwirtschaftliche Flächen öffnet die Möglichkeit, die Nährstoffe im gereinigten Abwasser zu belassen und somit zu nutzen. Das außerhalb der Vegetationsperiode anfallende, nicht zur Bewässerung benötigte Abwasser kann in den Vorfluter abgeleitet oder auf geeignete Weise zwischengespeichert werden, um das anfallende Volumen möglichst vollständig zu nutzen. Die Speicherung und die Ableitung stellen i. d. R. hohe Qualitätsanforderungen: Nährstoffe sollten nicht im gereinigten Abwasser verbleiben (wegen Eutrophierung in oberirdischen Speichern oder Bodenverschlammung und Verstopfung der Bodenporosität bei der Speicherung im Grundwasserleiter), so dass sie in diesem Fall nicht landwirtschaftlich genutzt werden können. Im Extremfall bedeutet dies, dass die Abwasserbehandlungsanlage saisonal komplett unterschiedlich betrieben werden muss. Während der Vegetationsperiode ist eine Kohlenstoffelimination und keine oder nur eine beschränkte Nährstoffelimination notwendig, hingegen ist die Desinfektion des Ablaufs sinnvoll. Außerhalb der Vegetationsperiode ist eine weitergehende Reinigung inklusive Nährstoffelimination notwendig, um die höheren Anforderungen zu erreichen, die aus der Speicherung oder Ableitung des Ablaufs resultieren.

Die Sinnhaftigkeit der saisonal unterschiedlichen Fahrweise einer Abwasserbehandlungsanlage für die landwirtschaftliche Bewässerung hängt u. a. von der Ersparnis an Düngemittel ab, die durch Substitution mineralischer Düngemittel mit dem nährstoffreichen Abwasser erreicht werden kann. Diese hängt wiederum von dem Bedarf an Bewässerungswasser ab. In gemäßigten Klimaten z. B. ist die Menge an Bewässerungswasser pro Hektar und Jahr sehr gering, so dass hier der Nährstoffeintrag bei einer Verwendung von nährstoffreichem Abwasser zur Bewässerung nur marginal ist. Für deutsche Verhältnisse (916 Mio. m<sup>3</sup> Bewässerungswasser pro Jahr / 173.000 km<sup>2</sup> landwirtschaftliche Fläche = 47,5 m<sup>3</sup>/(ha·a) im

Mittel) würde das Düngemittleinsparpotential im Mittel 1 bis 2 % betragen. In warmen Klimaten mit intensiver Bewässerung (nach Grieb (1999) z. B.  $80 \text{ m}^3/(\text{ha}\cdot\text{d})$ ) könnte der jährliche Bedarf an Stickstoffdünger ( $100 \text{ kg}/(\text{ha}\cdot\text{a})$ ) bereits innerhalb von 40 Tagen abgedeckt werden (unter Annahme einer Ammoniumkonzentration im Bewässerungswasser von  $30 \text{ mg/l}$ ). In diesem Fall stellt sich hingegen die Gefahr einer Überdüngung, welche ggf. eine partielle Nährstoffelimination erfordern könnte.

### 3.4.1.2 Saisonal unterschiedlicher Betrieb von Belebungsanlagen

Mit dem Belebungsverfahren können die Reinigungsziele Kohlenstoffelimination und/oder Nährstoffelimination in derselben Anlage durch Veränderung des Schlammalters realisiert werden. Das wichtigste Merkmal des saisonal variablen Betriebs einer Belebungsanlage ist die Differenz im benötigten Beckenvolumen im Winter und im Sommer. Für die Nitrifikation/Denitrifikation im Winter (Wassertemperatur ca.  $10\text{-}12 \text{ }^\circ\text{C}$ ) ist ein spezifisches Beckenvolumen von etwa  $120 \text{ l/EW}$  notwendig, während für den Kohlenstoffabbau (ohne gezielte Stickstoffentfernung) im Sommer (Wassertemperatur  $> 20 \text{ }^\circ\text{C}$ ) ein Volumen von etwa  $30 \text{ l/EW}$  ausreichend ist. Die Umstellung von Winter- auf Sommerbetrieb erfordert eine Reduktion der Biomasse im System (Produkt  $V_{\text{BB}} \cdot \text{TS}_{\text{BB}}$ ) um ca. 75 % (aus Berechnung nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131, 2000). Dies kann durch Reduktion des Biomassegehalts im Belebungsbecken  $\text{TS}_{\text{BB}}$  und/oder vom aktiven Beckenvolumen  $V_{\text{BB}}$  erreicht werden. Dies erfordert die Unterteilung der Anlage in mehrere Straßen.

Eine Betriebsweise im Sommer mit Kohlenstoffelimination in einer Straße ist nicht sinnvoll, da hierbei am Ende der Vegetationsphase (Umstellung von Sommer- auf Winterbetrieb) keine Nitrifikanten im Schlamm enthalten sind und deren neues Anwachsen extrem lange dauern würde. Deshalb sollte auch im Sommer eine Straße im „normalen“ Betrieb mit Nährstoffelimination verbleiben (siehe Empfehlungen). Aus diesem Grund sollten die Straßen unabhängig regelbar sein, mit jeweils eigenem Rücklaufschlammkreis. Die baulichen Besonderheiten und die betrieblichen Anpassungen, die für saisonal unterschiedliche Fahrweisen von Belebungsanlagen erforderlich sind, sind nur bei relativ großen Anlagen, nach Pöpel (1999) ab einer Ausbaugröße von einigen  $100.000 \text{ EW}$ , wirtschaftlich vertretbar.

Die Realisierung von unterschiedlichen Reinigungszielen kann auch durch die Zu-/Abschaltung bestimmter Verfahrensstufen, die Teilreinigungsaufgaben übernehmen, realisiert werden. Die ganzjährig benötigte Kohlenstoffelimination kann beispielsweise von einer hoch belasteten Belebung oder von einem UASB-Reaktor durchgeführt werden (AnaKomA, vgl. Hinken et al., 2009 sowie Kapitel 3.3). Die

Unterbindung der Nitrifikation im Sommer in der Hochlastbelebung erfordert eine Reduktion von  $V_{BB} \cdot TS_{BB}$  um ca. 50 %. Mit dem UASB-Reaktor ist aufgrund der geringen Überschussschlammproduktion keine nennenswerte Nährstoffelimination zu erwarten. Für die saisonale Nährstoffelimination (Nitrifikation/Denitrifikation und Phosphorelimination) wird eine Biofiltration empfohlen. Vorteile der Biofiltration für diese Anwendung sind die einfache Außerbetriebnahme, das schnelle Anfahren der kompletten Anlage oder einzelner Filterzellen und der modulare Aufbau, welcher diese Verfahrenstechnik schon in kleinen Ausbaugrößen, im Gegenteil zum Belebungsverfahren, wirtschaftlich anwendbar macht.

Aus diesem Grund wird im Folgenden vertieft auf die Biofiltration eingegangen.

Naturnahe Verfahren wie Abwasserteiche oder Pflanzenkläranlagen sind als ungeeignet zu betrachten, weil sie eine Betriebsweise, die zwischen „Nährstofferhalt“ und „Nährstoffelimination“ unterscheidet, nicht ermöglichen.

#### **3.4.1.3 Biofilter**

Biofilter gehören zu den Abwasserreinigungsverfahren, bei denen die Biomasse in Form eines Biofilms auf der Oberfläche eines Trägermaterials fixiert vorliegt. Zum einen werden Partikel durch Raumfiltration zurückgehalten und zum anderen findet ein biologischer Abbau durch den Biofilm statt. Biofilter werden im kommunalen Bereich für verschiedene Reinigungsziele eingesetzt: Für die komplette Abwasserreinigung (Hauptreinigungsstufe) oder nachgeschaltet nach einer Vorreinigungsstufe für eine separate oder weitergehende Nitrifikation und/oder Denitrifikation. Mit Stand 09/2006 befanden sich in Deutschland 42 kommunale Biofiltrationsanlagen (alle Reinigungsziele) mit einer gesamten Anschlussgröße von ca. 10 Mio. EW, 6 davon als Hauptreinigungsstufe mit einer gesamten Anschlussgröße von ca. 693.000 EW (Barjenbruch, 2006). Ein Vergleich der Anwendung des Biofiltrationsverfahrens mit dem Membranbelebungsverfahren ist hilfreich, um die Bedeutung beider Verfahren in Deutschland einzuordnen: derzeit sind 18 kommunale Membranbelebungsanlagen mit einer gesamten Anschlussgröße von ca. 160.000 EW in Betrieb (Rosenwinkel, 2009). Weltweit sind ca. 500 Biofiltrationsanlagen mit einer Behandlungskapazität von ca. 50 Mio. EW in Betrieb (Rogalla, 2003).

#### **Materialien, Korngrößen, Filtrationseigenschaften**

Für die Biofiltration werden verschiedene Materialien mit verschiedenen Korngrößen eingesetzt. Ein erstes Kriterium für die Auswahl des Trägermaterials ist die Dichte, weil diese den Energieaufwand für die Spülung, bei der eine Bettexpansion von 5-10 % notwendig ist, direkt beeinflusst. Leichte, anorganische Materialien

wie Blähton oder Blähschiefer ( $1,1-1,2 \text{ Mg/m}^3$ ) werden bevorzugt eingesetzt. Diese Materialien haben gute Filtrationseigenschaften und Oberflächen, die von den Mikroorganismen schnell kolonisiert werden können. Es werden auch organische, schwimmende Materialien (Dichte  $< 1 \text{ Mg/m}^3$ , wie z. B. Styropor) eingesetzt, die die Vorteile einer Gleichstrom-, Aufwärtsfiltration mit denen einer Gegenstromspülung verbinden. Die Kolonisation der Oberfläche dieser Materialien ist allerdings etwas langsamer als die eines anorganischen Materials. Von Nachteil ist auch, dass die TS-Ablaufkonzentrationen bei den organischen, schwimmenden Materialien i. d. R. höher sind ( $< 30 \text{ mg/l}$ ) als bei anorganischen Materialien, weil die leichten Styroporpartikel wegen der Belüftung sich leicht bewegen und den Biofilm teilweise abreiben.

Die eingesetzten Trägermaterialien besitzen, je nach Gleichförmigkeit der Partikel und dem sich aus der Größenverteilung ergebenden Hohlraumanteil, eine hohe spezifische Oberfläche. Je nach Feststoffkonzentration im Zulauf, erwartetem Biofilmbau, Fließrichtung (auf- oder abwärts) und gewünschtem TS-Gehalt im Ablauf sollte ein gröberes oder feineres Material gewählt werden. Für vorgeschaltete Denitrifikation oder Kohlenstoffelimination wird kugelförmiger Blähton mit einer Korngröße von 4-8 mm (spezifische Oberfläche:  $800-900 \text{ m}^2/\text{m}^3$ ) eingesetzt. Eine Feststoffkonzentration im Ablauf von 20-30 mg TS/l ist damit stabil einzuhalten. Für eine nachgeschaltete Nitrifikation, bei geringerer CSB- und TS-Belastung, soll Blähton mit einer Korngröße von 2-4 mm ( $1.200 \text{ m}^2/\text{m}^3$ ) eingesetzt werden. Für eine nachgeschaltete Denitrifikation, mit hohen Anforderungen an die Feststoffelimination ( $< 5 \text{ mg/l}$ ) oder in Kombination mit der Flockungsfiltration, wird noch feineres Material mit Korngrößen von 1-2 mm und spezifischen Kornoberflächen von über  $2.000 \text{ m}^2/\text{m}^3$  eingesetzt. Auch Mehrschichtfilter sind hier vorteilhaft. Bei anderen Biofilmverfahren ohne Filtrationswirkung und daher ohne gezielte Spülung (Tropfkörper, Scheibentauchkörper, getauchte Festbettkörper) ist die spezifische Oberfläche des Trägermaterials auf  $100-250 \text{ m}^2/\text{m}^3$  wegen Verstopfungsgefahr begrenzt. Für die AFS-Ablaufkonzentration ermittelten Barjenbruch und Stähle (2002) einen Jahresmittelwert von 11-12 mg/l für Biofilteranlagen als Haupt- oder zweite Reinigungsstufe (Datenbasis: 6 Anlagen); für Biofilteranlagen als nachgeschaltete Nitr- oder Denitrifikation 4,2-4,6 mg/l (Datenbasis: 24 Anlagen).

Des Weiteren sind auch „reaktive“ Materialien auf dem Markt, welche nicht nur als inerte Träger für den Biofilm dienen, sondern aktiv an dem Umsatzprozess teilnehmen. Am häufigsten Anwendung in der Praxis finden Kalksplitter („Jura Perlen“), die als selbst regulierender Alkalinitätsspender für die Nitrifikation dienen.

## Umsatzraten, Reaktorvolumen

In Biofiltern entstehen bei einer ausgeprägten Pfropfenströmung im Reaktor Substratgradienten über die Reaktorhöhe, die hohe Substratkonzentrationen im Einlaufbereich des Reaktors und eine Zonierung oder Stratifizierung der Biozönose bewirken. Die spezialisierten Biozönosen im Biofilter können beim Vorliegen hoher Substrat- und Sauerstoffkonzentrationen (keine Substrat- oder Sauerstofflimitierung) höhere Raumumsatzraten erzielen als im voll durchmischten System, wenn die Reaktionsordnung größer Null ist. Außerdem werden durch die großen spezifischen Oberflächen in Biofiltern sehr hohe Biomassekonzentrationen von über 10 kg oTS/m<sup>3</sup> bis hin zu 30 kg oTS/m<sup>3</sup> erreicht. Diese zwei Eigenschaften ermöglichen bei Biofiltern viel höhere raumbezogene Abbauleistungen als bei Belebungsanlagen. Zum Vergleich werden in Biofilteranlagen Raumumsatzleistungen von bis zu 10 kg CSB/(m<sup>3</sup>·d) und 1 kg NH<sub>4</sub>-N/(m<sup>3</sup>·d) erreicht, in Belebungsanlagen bis zu 0,5-0,9 kg CSB/(m<sup>3</sup>·d) bzw. 0,04-0,07 kg NH<sub>4</sub>-N/(m<sup>3</sup>·d). In Membranbelebungsanlagen werden bei dreifach höherer Schlammkonzentration und Schlammaltern von > 25 Tagen Raumbelastungen von ca. 0,85-1,0 kg CSB/(m<sup>3</sup>·d) erreicht. Da auch keine Nachklärung benötigt wird, ergeben sich sehr kleine einwohnerspezifische Reaktorvolumina, z. B. zur kompletten, weitergehenden Reinigung von kommunalem Abwasser ca. 40-60 l/EW, im Vergleich zu 150-250 l/EW für die konventionelle Belebung nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) zuzüglich ca. 100-130 l/EW für die Nachklärbecken (Pöpel 1997). Der größte Vorteil der Biofiltration gegenüber dem klassischen Belebungsverfahren besteht daher in der Kompaktheit der Anlagen. Basierend auf einer 100.000 EW Modellanlage, würde eine Biofilteranlage nur ca. 25 % der Fläche und 30 % des Bauvolumens einer einstufigen Belebungsanlage einnehmen (Rother, 2005).

Das geringe spezifische Reaktorvolumen der Biofilter bedingt eine geringe hydraulische Aufenthaltszeit (HRT) des Abwassers in der Anlage (i. d. R. < 1-1,5 h). Dadurch ergibt sich ein erheblich reduziertes Puffervermögen gegenüber Frachtstößen im Vergleich z. B. zum konventionellen Belebungsverfahren.

Durch den geringen Gehalt an Feststoffen können selbst niedrige CSB- und P-Grenzwerte sicher eingehalten werden. Zudem kann der Ablauf weiter aufbereitet werden, z. B. kann eine UV-Desinfektion für eine Wiederverwendung des Wassers zur Bewässerung erfolgen. Selbst Bewässerungstechniken, die anspruchsvoll bzgl. der tolerierbaren Feststoffgehalte sind (z. B.: Sprinkler- oder Tröpfchenbewässerung), können eingesetzt werden (Cornel und Rother, 2003).

Im Gegenteil zum Belebungsverfahren existiert für das Biofiltrationsverfahren kein allgemein anerkanntes Bemessungsverfahren. Der größte Teil des Wissens liegt bei den Anlagenbauern, die meistens „schlüselfertige“ Anlagen mit Garantie über die Einhaltung von Ablaufwerten und Betriebskosten anbieten. Zudem sind viele Systeme patentiert, was die Nachvollziehbarkeit der Auslegung erschwert. Allerdings sind mittlerweile in der Literatur Erfahrungswerte der Leistungsfähigkeit der existierenden Anlagen zu finden (z. B. in ATV-DVWK, 2000; Barjenbruch und Stähle, 2002; Metcalf & Eddy, 2003; Rother, 2005; von Sperling und Chernicharo, 2005). Die Bemessung erfolgt meistens anhand empirischer Daten, die aus Pilotanlagen oder vergleichbaren großtechnischen Anlagen gewonnen wurden. Die Anwendung holistischer Modelle für die Bemessung von Biofilteranlagen ist äußerst kompliziert und in der Praxis noch nicht angewandt.

### Keimrückhalt

Obwohl nicht eigens dafür konzipiert, sind Biofilter in der Lage, die Konzentration von Krankheitserregern (pathogene Keime und Parasiten) in gewissem Maße zu reduzieren. Als Anhaltspunkt werden in Tabelle 3.7 die Reduktionsraten (als Log-Stufen) von Viren, Bakterien, Protozoen und Helminthen für Filtrationsverfahren angegeben (aus verschiedenen Quellen, zitiert in WHO (2006)).

Tabelle 3.7: Reduktionsraten (als Log-Stufen) für Filtrationsverfahren nach WHO (2006)

	Schnellfiltration (grobkörnig)	Doppelschicht-filtration
Viren	1-3	1-3
Bakterien	0-3	0-1
Protozoen	0-3	1-3
Helminthen	1-3	2-3

Die im Einzelfall erreichbare Reduktionsrate hängt von vielen Faktoren ab, z. B. Reinigungsziel, Größe und Eigenschaften des Trägermaterials, Belüftungsintensität etc. Ausgehend von einer Konzentration im Abwasser von  $10^5$ - $10^8$  cfu/100 ml (je nach betrachtetem Parameter und Vorbehandlung, (Popp, 2000)), ließen sich beispielsweise die in der EG-Badegewässerrichtlinie (EU, 2006) festgeschriebenen mikrobiologischen Qualitätsanforderungen für Binnengewässer (400 cfu/100 ml intestinalen Enterokokken bzw. 1000 cfu/100 ml E. coli für „gute Wasserqualität“) allein durch den Keimrückhalt einer Biofiltrationsstufe nicht sicher einhalten. Für die Sicherstellung der vorgeschriebenen mikrobiologischen Qualität ist eine

nachgeschaltete Desinfektionsstufe vorzusehen. Die gute Ablaufqualität und die partielle Keimreduktion des Biofilters sind beste Voraussetzungen für einen erfolgreichen und zuverlässigen Betrieb der Desinfektionsstufe.

### **Einsatz in anderen Ländern**

Die Kompaktheit von Biofiltern ermöglicht eine geschlossene Bauweise: die Anlagen können relativ einfach komplett eingehaust oder sogar Untertage (z. B. in Stollen, künstlichen Höhlen) oder in Gebäuden errichtet werden und so von außen visuell und sensorisch nicht als Kläranlagen wahrgenommen werden. Viele Biofilteranlagen besonders in Ferienorten an der französischen Küste nutzen diese Vorteile (Cornel und Rother 2003). Ein weiterer Vorteil vom Biofilmverfahren gegenüber dem Belebungsverfahren ist die geringere Temperaturabhängigkeit der Nitrifikation, wie in Kapitel 3.4.2.4 erläutert. Dieser Vorteil wird oft in kalten Klimaten genutzt. Die kompakte und eventuell geschlossene Bauweise und die kurze hydraulische Aufenthaltszeit bedingen zudem, dass es nur zu einer geringen Abkühlung des Abwassers in der Anlage kommen kann. Viele Biofilteranlagen sind z. B. in skandinavischen Ländern im Einsatz (Thorgensen und Hansen, 2000).

Von Sperling und Chernicharo (2005) berichten von dem Einsatz von belüfteten Biofiltern in Kombination mit UASB-Reaktoren für die kommunale Abwasserbehandlung in Brasilien. In dieser Konfiguration wird der UASB-Reaktor zum Kohlenstoffabbau und zusätzlich zur Feststoffreduktion als Ersatz für eine Vorklärung genutzt. Die Behandlung des Schlammwassers aus der Filterspülung (Sedimentation und anaerobe Stabilisierung des Schlammes) wird ebenfalls vom UASB-Reaktor übernommen. Die Autoren berichten auch von leichten Modifikationen der Biofilter gegenüber der üblichen Ausführung in Europa (Wahl des Trägermaterials, Belüftung, Spüleinrichtungen und -programme), die Bau und Betrieb günstiger und einfacher machen sollen. Für welches Reinigungsziel und mit welchen Ergebnissen diese Verfahrenskombination und insbesondere der Biofilter betrieben werden, wird von den Autoren nicht ausgeführt.

## **3.4.2 Empfehlungen**

### **3.4.2.1 Sommer- und Winterbetrieb von Abwasserbehandlungsanlagen mit dem Belebungsverfahren**

Die Modularisierung der Anlage (Unterteilung in mehrere Straßen) ist eine erste Voraussetzung für einen flexiblen Betrieb. Dem sind aber insbesondere für kleinere Anlagen Grenzen gesetzt, da einzelne Straßen getrennte Schlammkreisläufe

besitzen und unabhängig voneinander betrieben werden müssen. Dies ist nur ab einer bestimmten Ausbaugröße realisierbar. Als optimale (Mindest-)Größe wird eine Anlage mit 500.000 EW Ausbaugröße und einer Unterteilung in drei Straßen empfohlen (Cornel und Weber, 2004).

Wie bereits erwähnt, erfordert die schnelle Umstellung von Sommer- auf Winterbetrieb die Implementierung verschiedener Reinigungsziele in den verschiedenen Straßen. Ein Vorteil einer solchen Betriebsweise liegt darin, dass unterschiedliche Stickstoff- und Phosphorkonzentrationen durch Mischung der beiden Abläufe in der Bewässerungsphase eingestellt werden können und somit eine gezielte Düngung möglich ist. Durch die Regelung der Rezirkulation in der Straße mit Nitrifikation/Denitrifikation ist es auch möglich, das Verhältnis Ammonium zu Nitrat im gesamten Ablauf zu ändern. Dies könne je nach bewässerter Kultur von Vorteil sein.

Der wichtigste Schritt in dem saisonal variablen Betrieb einer Belebungsanlage ist der Wechsel von Sommer- auf Winterbetrieb. Die für die Nitrifikation notwendigen, langsam wachsenden Bakterien sind im Belebtschlamm der C-Abbau-Straße nicht vorhanden. Durch alleinige Erhöhung des Schlammalters ist die Etablierung der Nitrifikanten sehr langsam (bis 25 Tage). Die Zugabe von Überschussschlamm aus der Straße mit Nitrifikation/Denitrifikation beschleunigt diesen Prozess erheblich: Eine stabile Nitrifikation kann mit diesem Kunstgriff bereits in 10 Tagen nach der Umstellung erreicht werden (Cornel und Weber, 2004).

Die Wassertemperatur zum Zeitpunkt der Umstellung ist auch ein entscheidender Faktor für eine rasche Etablierung der Nitrifikation, weil das Wachstum der nitrifizierenden Bakterien stark temperaturabhängig ist. Wenn der Wechsel von Sommer- auf Winterbetrieb bei 25 °C eingeleitet wird, kann eine stabile Nitrifikation in 5 Tagen (mit Zugabe von nitrifizierendem Überschussschlamm) bzw. 10 Tagen (ohne Schlammzugabe) erreicht werden. Bei einer Temperatur von 15 °C kann der Wechsel 15 bzw. 90 Tage dauern (Cornel und Weber, 2004).

Eine ausreichende Sauerstoffversorgung muss in jeder Situation gewährleistet werden. Wenn das Beckenvolumen im Sommer reduziert wird, muss in dem verbleibenden Volumen genügend BelüftungsKapazität installiert sein, um den gesamten (spezifisch höheren) Bedarf abzudecken.

#### **3.4.2.2 Biofilter in Kombination mit anderen Verfahren**

Für die saisonale Produktion von nährstoffreichem Bewässerungswasser scheint die Trennung der Reinigungsziele (Kohlenstoffabbau und Nährstoffelimination) in einzelnen Reinigungsstufen sinnvoller als die saisonale Umstellung einer Bele-

bungsanlage. Wie bereits erwähnt, werden Biofilter in Kombination mit UASB-Reaktoren in warmen Klimaten für die kommunale Abwasserbehandlung bereits eingesetzt. Ein saisonal unterschiedlicher Betrieb ist allerdings nicht bekannt.

Da die Reinigungsleistung eines UASB-Reaktors stark temperaturabhängig und selbst bei hohen Temperaturen nicht ausreichend ist (maximal 50 – 55 % bei 30 °C, eine Abwassertemperatur die selbst in warmen Klimaten selten erreicht wird, vgl. 3.3.2), sollte die Entfernung der restlichen organischen Verschmutzung in der nachgeschalteten Biofilterstufe erfolgen. Dies ist auch mit einer weitergehenden Feststoffentfernung verbunden, welche von Vorteil für die nachfolgende Bewässerungstechnik ist. Dafür soll ein Teil der Biofilteranlage (einige Filterzellen) vorgesehen werden, der das ganze Jahr über betrieben wird. Die Nitrifikation erfolgt hingegen bei Bedarf (außerhalb der Vegetationsperiode) in separaten Filterzellen.

### **3.4.2.3 Bemessung von Biofiltern**

Maßgebend für die Bemessung von Biofiltern sind die hydraulische und die Schmutzbelastung als 2-h-Mittelwert in der Tagesspitze. Aus den ermittelten Schmutzfrachten (Kohlenstoff oder Stickstoff) und der maximalen Raumumsatzleistung (RUL) ergibt sich das minimal notwendige Reaktorvolumen. In Tabelle 3.8 werden Raumumsatzleistungen für verschiedene Reinigungsziele angegeben. Die größeren Werte können angenommen werden, wenn beim Betrieb der Anlage keine Limitierung (durch Substrat oder Sauerstoff) vorliegt. Die kleineren Werte sollten dann eingesetzt werden, wenn sehr niedrige Ablaufkonzentrationen erforderlich sind.

Die erforderliche Filterfläche ergibt sich aus der gewählten Reaktorhöhe. Typische Filterbetthöhen reichen von 1,1 m bei Stahlbetonbecken bis zu 6,6 m bei Edelstahlbehältern. Hohe, schmale Reaktoren bedingen hohe Filtergeschwindigkeiten (und somit hohe Turbulenz) und Konzentrationsgradienten, welche eine höhere Abbaugeschwindigkeit aber auch einen höheren Gegendruck (hydrostatisch und dynamisch, vor allem bei der Spülung) bewirken. Die so berechnete Filterfläche muss dann mit der hydraulischen Belastung (inklusive Spülwasser und eventuell Rezirkulation) abgestimmt werden. Die maximal mögliche Filtergeschwindigkeit variiert von 3 bis über 20 m/h in Abhängigkeit von Reinigungsziel, Fließrichtung, Materialtyp und -größe. Die Anzahl der Filterzellen und somit die Fläche pro Filterzelle hängt von dem Trägermaterial, dem Verteilungssystem und der erwarteten Spülhäufigkeit ab. Mit größerer Fläche ist eine gleichmäßige Verteilung von Was-

ser und vor allem von Luft zunehmend erschwert. Die übliche Fläche einer Filterzelle beträgt ca. 50 m<sup>2</sup>.

Tabelle 3.8: Maximale Raumumsatzleistungen für verschiedene Reinigungsziele (ATV-DVWK, 2000)

Reinigungsziel	Max. mögliche RUL
nur Kohlenstoffabbau	7-10 kg CSB/(m <sup>3</sup> ·d)
Nitrifikation (nachgeschaltet)	0,5-1 kg NH <sub>4</sub> -N/(m <sup>3</sup> ·d)
Nitrifikation in Kombination mit Kohlenstoffabbau	< 4 kg CSB/(m <sup>3</sup> ·d) < 0,5 kg NH <sub>4</sub> -N/(m <sup>3</sup> ·d)

Für die Spülung sind verschiedene Systeme, Programme und Aggregate entwickelt worden. Eine gute Übersicht findet sich bei Barjenbruch und Stähle (2002). Grundsätzlich muss bei der Planung ausreichend Speichervolumen für Spül- und Schlammwasser einkalkuliert werden, da das Spülwasservolumen 10-30 % des Zulaufvolumens ausmachen kann. Die Schlammwasserbehandlung sowie die Rückbelastung müssen ebenfalls berücksichtigt werden.

Wegen der angesprochenen geringen Pufferwirkung einer Biofilteranlage kann es sinnvoll sein, Belastungsspitzen mit geeigneter Zwischenspeicherung zu kappen und zu vergleichmäßigen.

#### 3.4.2.4 Temperaturabhängigkeit

Die Temperaturabhängigkeit der Reaktionsgeschwindigkeit eines beliebigen Prozesses kann mit einer modifizierten Arrhenius-Gleichung beschrieben werden:

$$r_{V,i}(T) = r_{V,i}(T_{ref}) \cdot \theta^{(T-T_{ref})} \quad (3.11)$$

mit:

- $r_{V,i}$  : volumetrische Reaktionsgeschwindigkeit in kg/(m<sup>3</sup> · d)
- T : Wassertemperatur in °C
- T<sub>ref</sub> : Referenztemperatur (normalerweise 10 °C, 12 °C oder 20 °C) in °C
- θ : Temperaturkoeffizient (einheitenlos)

Die bei der Dimensionierung einer Biofilteranlage anzunehmende maximale Raumumsatzleistung hängt direkt von der Reaktionsgeschwindigkeit ab (unter Voraussetzung einer ausreichenden Sauerstoffversorgung), so dass die Auswahl der Temperatur und des richtigen Temperaturkoeffizienten θ einen direkten Einfluss

auf das Reaktorvolumen hat. Als Bemessungstemperatur wird i. d. R. die niedrigste Jahrestemperatur als 2-Wochen-Mittel genommen.

Aus der Literatur ist bekannt, dass die Temperaturabhängigkeit biologischer Umsatzprozesse und besonders der Nitrifikation im Biofilm weniger ausgeprägt ist als in suspendierter Biomasse, wie aus den in Tabelle 3.9 aufgeführten Temperaturkoeffizienten  $\theta$  ersichtlich wird.

Tabelle 3.9: Temperaturkoeffizienten für biologische Prozesse

Prozess	Temperaturkoeffizient
Heterotrophe Biomasse (Henze et al., 2002)	1,083-1,027
Nitrifikation im Belebungsverfahren nach ATV-DVWK-A 131	1,103
Denitrifikation im Belebungsverfahren (Henze et al., 2002)	1,062-1,127
Nitrifikation in Biofilter, nachgeschaltet (Paffoni et al., 1990; Tschui et al., 1994)	1,045-1,072
Denitrifikation in Biofilter (Strohmeier, 1994)	1,050-1,122

Die Reinigungsleistung von Biofilmreaktoren reagiert somit weniger empfindlich auf eine wechselnde Abwassertemperatur als die Reinigungsleistung von Belebungsanlagen. Eine mögliche Erklärung für die geringere Temperaturabhängigkeit der Nitrifikation im Biofilm könnte in der geringeren Temperaturabhängigkeit der Wachstums- und Abbauprozesse aufgrund der langen Aufenthaltszeit der Biomasse im Reaktor (Schlammlalter) liegen (Kroiss, 1994). Des Weiteren haben in Biofilmen die Stofftransportprozesse und deren Temperaturabhängigkeit einen maßgebenden Einfluss auf den gesamten Abbauprozess. Mit steigender (sinkender) Temperatur nimmt die Sauerstoffsättigungskonzentration im Wasser ab (zu), gleichzeitig nimmt aber der Diffusionskoeffizient zu (ab). Diese Effekte überlagern und kompensieren teilweise die Veränderung der biologischen Aktivität mit der Temperatur.

In Bild 3.8 wird die relative Veränderung der genannten Größen mit der Temperatur dargestellt (bezogen auf den Wert bei 12 °C gleich 100 %). Die Veränderung der Nitrifikationsrate für Biofilter und Belebung wurde anhand der in Tabelle 3.9 angegebenen Temperaturkoeffizienten  $\theta$  berechnet. Neben der Sättigungskonzentration und dem Diffusionskoeffizienten von Sauerstoff wird dessen Massenstromdichte dargestellt, welche der maßgebende Stofftransportparameter im Biofilmsystem ist.

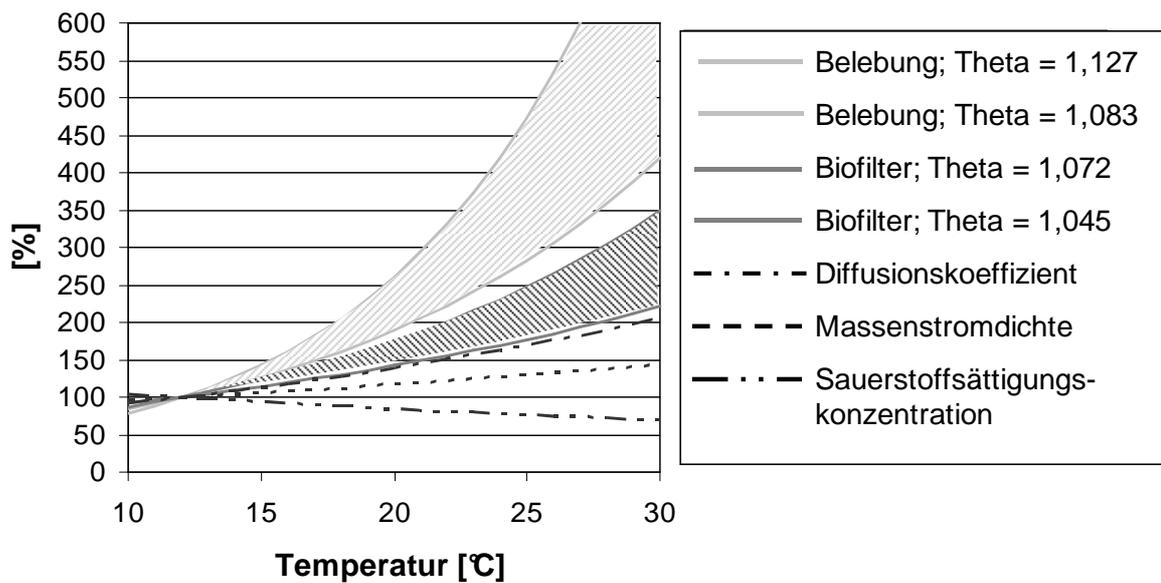


Bild 3.8: Temperatureinfluss auf die Nitrifikationsrate in Belebung und Biofiltern, den Diffusionskoeffizienten, die Sättigungskonzentration und die Massenstromdichte von Sauerstoff

Zunächst wird der unterschiedliche Temperatureinfluss auf die Nitrifikationsgeschwindigkeit für Biofilter und Belebung aus der Abbildung ersichtlich. Während mit einem Temperaturanstieg von 12 auf 20 °C die Nitrifikationsrate in Belebungsanlagen theoretisch um 90-160 % zunimmt, beträgt der Anstieg in Biofiltern lediglich 40-85 %. Des Weiteren zeigt die Abbildung für die Massenstromdichte für Sauerstoff eine Zunahme um lediglich ca. 17 %. Je nach Temperatur ergibt sich als limitierender Faktor für die Nitrifikationsrate die Abbaugeschwindigkeit oder der Sauerstofftransport. Die Temperatur unterhalb derer die Abbaugeschwindigkeit der limitierende Prozess wird, hängt von anlagenspezifischen Parametern wie Partikelgröße und spezifischer Oberfläche des Trägermaterials, Biofilmdicke und vorhandener Sauerstoffkonzentration ab. Zum Beispiel für grobes Trägermaterial (Blähton, 6-8 mm, 600 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>) mit 200 µm Biofilmdicke und 50 % Sauerstoffsättigung ist unterhalb von ca. 12 °C eine Temperaturlimitierung (limitierender Prozess = Abbaugeschwindigkeit) zu erwarten. Oberhalb dieser Temperatur liegt dagegen eine Sauerstofflimitierung vor (limitierender Prozess = Sauerstofftransport). Rother z. B. konnte feststellen, dass bei einer Wassertemperatur von 11-11,6 °C eine Verbesserung der Sauerstoffversorgung (Erhöhung der Sauerstoffkonzentration im Wasser durch Zudosierung von Reinsauerstoff) keine Erhöhung der Nitrifikationsrate erbringen konnte, was ein Symptom für Temperaturlimitierung ist.

Da in den meisten Literaturstudien (z. B. Ødegaard, 2000; Brinke-Seiferth, 1999) und praktischen Fällen eine Verbesserung der Sauerstoffversorgung (Erhöhung der Luftgeschwindigkeit oder Zudosierung von Reinsauerstoff) eine Erhöhung der Nitrifikationsrate erbringt, ist davon auszugehen, dass unter üblichen Betriebsbedingungen eine Sauerstofflimitierung vorliegt.

Aus diesen Erläuterungen geht hervor, dass die in Bild 3.8 dargestellte prozentuale Zunahme der Nitrifikationsgeschwindigkeit mit der Temperatur nicht ohne Berücksichtigung einer ausreichenden Sauerstoffversorgung auf die Raumumsatzleistung übertragen werden darf.

#### **3.4.2.5 Hydraulik und Belüftung**

Wie bereits aufgeführt, herrscht in Biofiltern eine weitgehend pfropfenförmige Strömung, d. h. die Stofftransportprozesse quer zur Fließrichtung sind im Vergleich zum Stofftransport in Fließrichtung sehr gering. Messungen an großtechnischen Biofilteranlagen (Sieker, 1998) haben gezeigt, dass die Sauerstoff- und die Ammoniumkonzentration je nach Position in der horizontalen Ebene stark variieren können. Diese hohe Variabilität kann eine Folge des geringen Stofftransports quer zur Fließrichtung oder einer lokalen Verstopfung des Filterbettes sein (Bildung von Totzonen aufgrund unzureichender Turbulenz). Deshalb kommt der Verteilung von Luft und Abwasser im Filterboden eine große Bedeutung zu, damit eine gleichmäßige Durchströmung und somit eine möglichst gute Ausnutzung des Bettvolumens erreicht wird.

Die Auslegung der Belüftung basiert bei Biofiltern normalerweise auf einem spezifischen Luftvolumenstrom pro Flächeneinheit (Luftgeschwindigkeit) und nicht wie bei anderen aeroben Verfahren auf der genauen Bestimmung des biologischen Sauerstoffverbrauchs. Eine Luftgeschwindigkeit von ca.  $8-10 \text{ m}_N^3/(\text{m}^2\cdot\text{h})$  ist für die meisten Betriebsbedingungen ausreichend. Mit einer Erhöhung auf  $20-25 \text{ m}_N^3/(\text{m}^2\cdot\text{h})$  kann die Nitrifikationsleistung um ca. 20-30 % erhöht werden. Wie bereits angesprochen, kann eine Erhöhung der Nitrifikationsleistung auch durch Zudosierung von Reinsauerstoff in die Prozessluft erzielt werden. Eine minimale Luftgeschwindigkeit von  $5 \text{ m}_N^3/(\text{m}^2\cdot\text{h})$  sollte nicht unterschritten werden, um eine gleichmäßige Verteilung und eine ausreichende Turbulenz zu gewährleisten.

Obwohl die Sauerstoffkonzentration in der Wasserphase den Stofftransport in den Biofilm direkt beeinflusst, ist deren Messung im Filtratüberstand meistens wenig repräsentativ. Dies ist vor allem der Fall in Aufstromfiltern mit großer Filtrattiefe, weil in diesem Bereich ein hoher Sauerstoffeintrag ins Wasser bei gleichzeitig feh-

lender Zehrung (Abwesenheit von Biomasse) erfolgt, so dass eine hohe Sauerstoffkonzentration (bis hin zur Sättigung) erreicht werden kann. Diese ist für die tatsächlichen Zustände im Filterbett wenig repräsentativ, wenn zum Beispiel im Einlaufbereich ein hoher Umsatz unter hohem Sauerstoffverbrauch (sogar womöglich unter Sauerstofflimitierung) erfolgt. Dennoch wird die Sauerstoffkonzentration, zusammen mit der Ammonium-Konzentration im Ablauf, als Eingangsparameter für die Regelung der Luftmenge eingesetzt. Da der Energieverbrauch von Biofiltern zu 50-70 % durch den Betrieb der Prozessluftgebläse bestimmt wird, kommt einer an die tatsächliche Belastung angepassten Regelung der Belüftung eine große Bedeutung hinsichtlich der energetischen Optimierung zu.

Die (grobblasige) Belüftung erfolgt mittels Zweistoffdüsen am Filterboden oder gelochten Rohren, angeordnet in Gitterform oberhalb des Filterbodens. Eine feinblasige Belüftung ist bei Biofiltern nicht erforderlich. Viel wichtiger ist die Gleichmäßigkeit der Luftverteilung über die Filterfläche. Diese wird erreicht, indem im Verteilungssystem (Zweistoffdüsen oder Rohrgitter) ein höherer Druckverlust erzeugt wird als im Filterbett, so dass das Ausgasverhalten nicht von den Druckverhältnissen im Filterbett (etwaige Verstopfungen) beeinflusst wird. Ein (hoher) Druckverlust im Verteilungssystem muss auch bei geringer Luftmenge erzeugt werden. Aus diesem speziellen Grund könnten wiederum feinblasige Belüftungselemente (angeordnet oberhalb des Filterbodens) vorteilhaft sein. Das Luftverteilungssystem muss zudem absolut waagrecht eingebaut werden. Die Belegungs-dichte des Filterbodens mit Zweistoffdüsen beträgt üblicherweise 50-70 Stück pro m<sup>2</sup>.

#### **3.4.2.6 Sommer- und Winterbetrieb von Biofiltern**

Aufwärts durchströmte Biofilter sind ein leistungsfähiges Verfahren für die Nitrifikation von biologisch vorbehandeltem Abwasser. Die Nitrifikation kann dann mit hoher Raumumsatzleistung erfolgen (1,0-1,2 kg/(m<sup>3</sup>·d) bei einer Wassertemperatur von 14 °C), wenn der organische Kohlenstoff bereits weitgehend eliminiert ist (CSB-Konzentration ca. 25-40 mg/l).

Die erste Inbetriebnahme eines Filters (mit neuem Trägermaterial) bis zur Etablierung einer stabilen Nitrifikation kann unter Umständen eine lange Zeit dauern. Bei 14 °C Wassertemperatur wurden ohne vorherige Animpfung des Trägermaterials (direkte Beschickung mit dem zu behandelndem Abwasser) im Rahmen der Untersuchungen 5 Wochen benötigt.

Ein eingefahrener Biofilter kann dann flexibel betrieben werden: Stillstandszeiten von mehreren Wochen mit anschließender Wiederinbetriebnahme sind möglich. Die Wiederinbetriebnahme erfolgt in diesem Fall viel schneller als die erste Inbetriebnahme. Dies ist die wesentliche Voraussetzung für einen saisonal unterschiedlichen Betrieb der Abwasserbehandlung. Für die Erhaltung der Aktivität der nitrifizierenden Biozönose sind folgende Aspekte von Bedeutung:

### **Art der Lagerung („Lagerungsstrategie“)**

Für die optimale Aktivitätserhaltung soll die Biomasse (das Filterbett) unter einem anaeroben Milieu gelagert werden. Dies wird erreicht, indem das Filterbett aufgestaut und nicht belüftet wird. Der freie Sauerstoff sowie das im Zwischenraumwasser enthaltene Nitrat und Sulfat werden von den Bakterien nacheinander verbraucht, so dass sich innerhalb von fünf bis sieben Tagen ein anaerobes Milieu (Abwesenheit von freiem und gebundenem Sauerstoff) einstellt. Die Erreichung der ursprünglichen Leistung nach Wiederinbetriebnahme bedarf bei optimalen Bedingungen minimal 3 Tage. Zum Vergleich, bei aerober Lagerung (mit kontinuierlicher oder diskontinuierlicher Belüftung) werden 10 bis 20 Tage benötigt. Es wird empfohlen, den Biofilter vor Wiederinbetriebnahme gründlich zu spülen, um die teilweise zersetzte Biomasse und den freigesetzten Phosphor abzutragen. Auch eine Spülung vor Außerbetriebnahme ist sinnvoll.

### **Dauer des Stillstands**

Die verbleibende Aktivität der nitrifizierenden Biozönose, gemessen als RUL des gesamten Filterbettes, nimmt mit zunehmender Stillstandszeit ab. Bei anaerober Lagerung kann eine Abnahme von etwa 10 bis 20 % pro Woche (Prozentsatz des RUL-Wertes am Zeitpunkt von Außerbetriebnahme) erwartet werden. Ein Restwert von 10 % verbleibt auch bei längerer (> 5 Wochen) Stillstandszeit.

### **Zwischenzeitige Beschickung**

Eine kurze zwischenzeitige Beschickung des Filterbettes (2 Stunden pro Woche) hat einen positiven Einfluss. Die Erlangung der ursprünglichen Aktivität nach Wiederinbetriebnahme kann dadurch deutlich beschleunigt werden.

### **Temperatur**

Bei hohen Temperaturen sind die Abnahme der Nitrifikation bei Stillstand sowie die Erlangung der ursprünglichen Aktivität nach Wiederinbetriebnahme schneller. Allerdings ist der Einfluss der Temperatur bei der anaeroben Lagerung geringer.

In Bild 3.9 wird die prozentuale Abnahme der Nitrifikationsleistung während Stillstand und deren Zunahme nach Wiederinbetriebnahme für 2 Wassertemperaturen (14 °C und 25 °C) und für 2 Milieubedingungen (aerob und anaerob) dargestellt (Daten aus der Versuchsanlage).

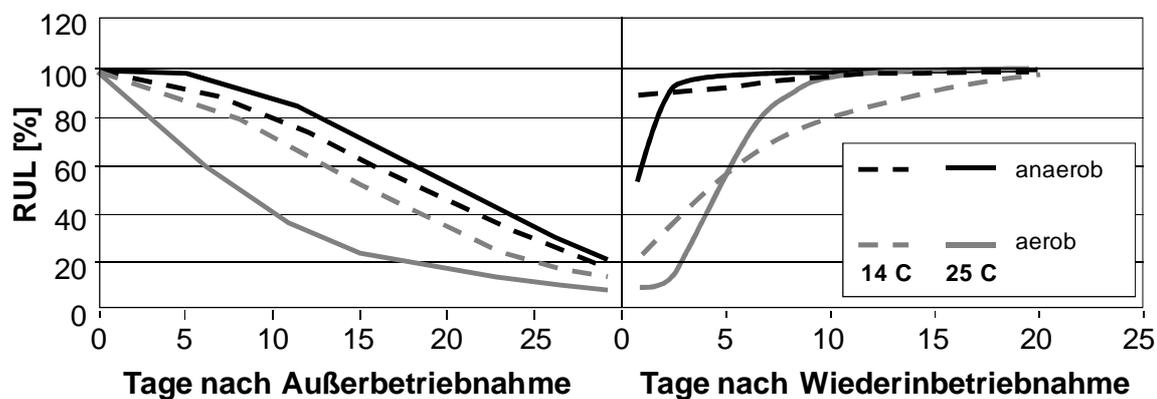


Bild 3.9: Abnahme der Nitrifikationsleistung während Stillstand und deren Zunahme nach Wiederinbetriebnahme für 2 Temperaturen und für 2 Milieubedingungen

### 3.4.3 Energieverbrauch und Kosten

Der Anteil der Energiekosten an den Betriebskosten ist bei Biofilteranlagen höher als üblicherweise bei Belebungsanlagen. Ursache ist ein höherer Energieverbrauch für die Belüftung. Andere Faktoren, die sich massiv auf die Energieeffizienz von Biofilteranlagen auswirken, sind die Auslastung und die Modularität bzw. die Möglichkeit einer Anpassung der Betriebsweise bzw. der Anzahl der aktiven Filterzellen an die tatsächliche Belastung. Gerade die letztgenannten Faktoren bieten aber in vielen Fällen ein erhebliches Optimierungs- und Energieeinsparpotential von 20-30 % (in Einzelfällen bis zu 70 %), so dass gut betriebene, optimierte Biofilteranlagen durchaus einen ähnlichen Energieverbrauch aufweisen können wie Belebungsanlagen.

Der Energieverbrauch von Biofiltern wird im Wesentlichen durch den Betrieb der Prozessluftgebläse (nur bei Biofiltern mit Belüftung), der Spülung und der Zulaufpumpen bestimmt. Der Anteil der Prozessluft am Gesamtstromverbrauch beträgt etwa 60-70 % bei Biofiltern als Hauptreinigungsstufe, 50 % bei Biofiltern als zweite biologische Stufe und lediglich 25 % bei Biofiltern zur Rest-Nitrifikation.

Die im Folgenden dargestellten Energieverbrauchsdaten von Biofiltern wurden von Barjenbruch und Stähle (2002) entnommen und mit weiteren Daten/Berechnungen ergänzt.

Der spezifische Energieverbrauch von Biofilteranlagen als Hauptreinigungsstufe (Kohlenstoff- und Nährstoffelimination, kurz: C + N + DN) beläuft sich im Jahresmittel zwischen 0,28 und 0,65 kWh/m<sup>3</sup> mit einem Durchschnittswert von 0,46 kWh/m<sup>3</sup> (vgl. Bild 3.10). Der einwohnerspezifische Energieverbrauch beläuft sich auf Werte zwischen 20 und 70 kWh/(EW·a) mit einem Durchschnittswert von 35 kWh/(EW·a). Diese Werte sind als Richtwerte anzusehen. Niedrigere Werte können in optimierten und ausgelasteten Anlagen erreicht werden. Höhere Werte können zum Beispiel durch übermäßig hohe Belüftungsintensität und eine aufwendige Abluftbehandlung verursacht sein (Rother, 2005).

Die vorgenannten Werte liegen über dem Praxiswert von Belebungsanlagen von 0,37 kWh/m<sup>3</sup> bzw. 32,9 kWh/(EW·a) und deutlich über dem Idealwert von 0,19 kWh/m<sup>3</sup> (16,8 kWh/(EW·a)) nach MURL NRW (1999).

In Abhängigkeit von der Verfahrenstechnik ergibt sich mit einem geringeren Reinigungsziel (zweite biologische Stufe (N + DN), nachgeschaltete (Rest-) Nitrifikation (N) oder (Rest-) Denitrifikation (DN)) ein reduzierter Energieverbrauch, weil hier eine geringere Schmutzfracht gereinigt wird. So wird beispielsweise in Biofiltern als zweite biologische Stufe (N + DN) ein spezifischer Energieverbrauch zwischen 0,14 und 0,37 kWh/m<sup>3</sup> mit einem Durchschnittswert von 0,21 kWh/m<sup>3</sup> erreicht. Der einwohnerspezifische Energieverbrauch beläuft sich zwischen 9,5 und 15 kWh/(EW·a).

Für Raumfilter für weitergehende, nachgeschaltete Feststoffentfernung ohne gezielte biologische Wirkung (ohne Belüftung) wird von Haberkern (2008) ein Energieverbrauch von im Mittel 5 kWh/(EW·a) mit einer Spannweite von 2-12 kWh/(EW·a) angegeben.

In Bild 3.10 wird der durchschnittliche Energieverbrauch von Biofilteranlagen als biologische Hauptstufe und als zweite biologische Stufe grafisch dargestellt. Als Vergleich werden auch die Werte für die Belebung (Bereich zwischen Praxiswert und Idealwert) als Schraffur angegeben.

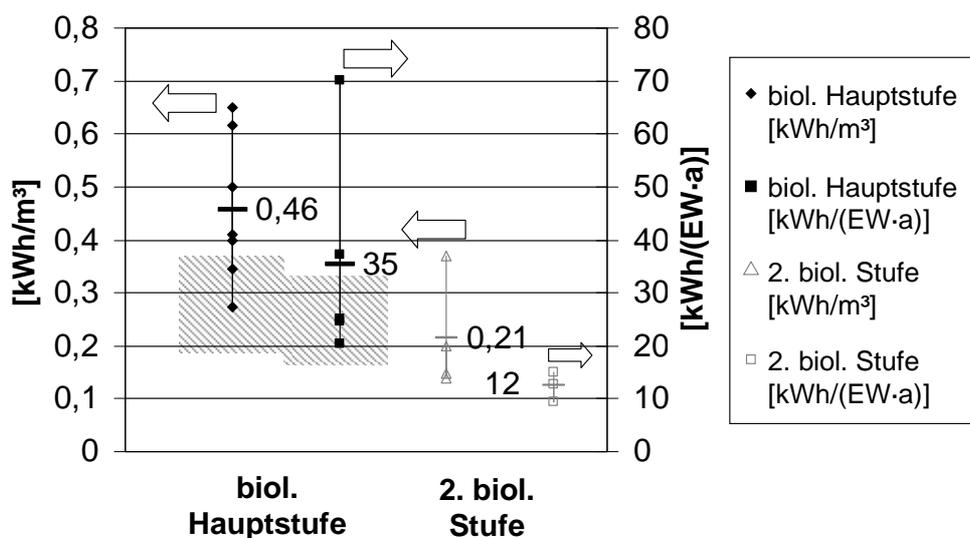


Bild 3.10: Energieverbrauch verschiedener Biofilter (nur Biofilterstufe) gruppiert in biologische Hauptstufe und zweite biologische Stufe. Die Striche zeigen den jeweiligen Mittelwert an und die Schraffur gibt den Bereich für Belebungsanlagen (zwischen dem Idealwert für Kläranlagen der Größenklasse V und dem Mittelwert der Erhebung in NRW) nach MUNLV NRW (1999) wieder.

### 3.4.4 Literatur

- ATV-DVWK (2000) Biofilter zur Abwasserreinigung. Arbeitsbericht: GFA, März 2000, Hennef
- Barjenbruch, M. (2006) Benchmarking of BAF Plants: Operational Experience on 40 Full scale installations in Germany. In: IWA Konferenz Biofilm Systems IV, 24.-27. September 2006, Amsterdam
- Barjenbruch, M. und Stählke, H. (2002) Ermittlung von aktuellen Betriebserfahrungen von Biofiltern zur Bildung von Kennzahlen. Schlussbericht ATV-DVWK Projekt 5/2001
- Brinke-Seiferth, S. (1999) Beitrag zur Erhöhung des Reinigungsvermögens und der Flexibilität von Biofilmreaktoren (Festbett, Schwebbett, Filter). Dissertation, TU Hamburg-Harburg, Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Nr. 27, Hamburg
- Cornel, P. und Rother, E. (2003) Biofiltration in der Abwassertechnik – Anforderungen und Einsatzgebiete. WAR Schriftenreihe 153: Biofiltration Renaissance eines Verfahrens durch erhöhte Anforderungen im In- und Ausland? Verein zur Förderung des Instituts WAR der Technischen Universität Darmstadt, S. 13-36
- Cornel, P. und Weber, B. (2004) Water Reuse for Irrigation from Waste Water Treatment Plants with Seasonal Varied Operation Modes. Water Science & Technology Vol. 50 Nr. 2 S. 47-53, IWA Publishing 2004

- EU (2006) Richtlinie 2006/7/EG des europäischen Parlamentes und des Rates über die Qualität der Badegewässer und deren Bewirtschaftung und zur Aufhebung der Richtlinie 76/160/EWG. ABL 64/37
- Grieb, A. (1999) Abwasserwiederverwendung in der Landwirtschaft WAR Schriftenreihe 116: Abwasserwiederverwendung in Wasserarmen Regionen, Verein zur Förderung des Instituts WAR der Technischen Universität Darmstadt, S. 211-232
- Haberkern, B., Maier, W. und Schneider, U. (2008) Steigerung der Energieeffizienz auf kommunalen Kläranlagen. Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau
- Henze, M., Harremoës, P., la Cour, Jansen, J. und Arvin, E. (2002) Wastewater Treatment. 3<sup>rd</sup> edition, Springer Verlag, Berlin
- Hinken, L., Urban, I., Weichgrebe, D., und Rosenwinkel (2009) AnaKomA Laborversuche zur Adaption der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung an außereuropäische Randbedingungen und deren Weiterentwicklung zur Nutzung des kommunalen Abwassers und des Biogases. Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0546, Leibniz Universität, Hannover
- Kroiss, H. (1994) Vergleichende Betrachtung von Belebungs- und Festbettreaktoren für die biologische Abwasserreinigung. Awt Abwassertechnik, Nr. 4, S. 51-56
- Metcalf & Eddy, Inc. (2003) Wastewater engineering, treatment and reuse. 4<sup>th</sup> edition, McGraw-Hill Publishing Co., New York
- MURL NRW (1999) Handbuch Energie in Kläranlagen. Ministerium für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nord-Rhein Westfalen, Düsseldorf
- Ødegaard, H. (2000) Advanced compact wastewater treatment based on coagulation and moving bed biofilm processes. Water Science & Technology, Vol. 42 Nr. 12 IWA Publishing 2000
- Paffoni, C., Gouisailles, M., Rogalla, F. und Gilles, P. (1990) Aerated biofilter for nitrification and effluent polishing. Water Science & Technology, Vol. 22, Nr. 7-8, S.181-189 IWA Publishing 1990
- Pöpel, H. J. (1997) Vergleich von Belebtschlamm- und Biofilmtechnik bei der Stickstoffelimination. In: Berichte aus der Wassergüte- und Abfallwirtschaft. Nr. 130, Technische Universität München, S. 107-132
- Pöpel (1999) Anpassung von Bemessung und Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen an die Anforderungen aus der Wiederverwendung von Abwasser. In: WAR Schriftenreihe 116: Abwasserwiederverwendung in Wasserarmen Regionen, Verein zur Förderung des Instituts WAR der Technischen Universität Darmstadt, S. 133 – 154
- Popp, W., Roth, D. und Schindler, P. R. G. (2000) Bakteriologisch-hygienische Wasserqualität an der Oberen Isar – Zustand und Maßnahmen zur Verbesserung. Gwf Wasser – Abwasser, 141, Nr. 12, S. 843-848.

- Rogalla, F. (2003) Biofiltration – 21 years old: adolescent adventure or mature technology? Stand und Perspektiven der BAF Technologie außerhalb Deutschlands. In: WAR Schriftenreihe 153: Biofiltration – Renaissance eines Verfahrens durch erhöhte Anforderungen im In- und Ausland? Verein zur Förderung des Instituts WAR der Technischen Universität Darmstadt, S. 37-54
- Rosenwinkel, K.-H. und Lorey, C. (2009) Gewässerschutz in Deutschland Viel erreicht? Viel zu tun?. Korrespondenz Abwasser 6/09, S. 570-576
- Rother, E. (2005) Optimising design and operation of the biofiltration process for municipal wastewater treatment. PhD Thesis, Technische Universität Darmstadt
- Sieker, C. (1998) Sauerstoffversorgung und Hydraulik von Biofiltrationsanlagen. In: Hamburger Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Heft 22
- Strohmeier, A. (1994) Einsatzmöglichkeiten und großtechnische Erfahrungen mit der Biofiltration zur N- und P-Entfernung. In: ÖWAV Seminar 2: Abwasserreinigungskonzepte – Int. Erfahrungsaustausch über neue Entwicklungen
- Thorgensen, T. und Hansen, R. (2000) Full scale parallel operation of biological aerated filter (BAF) and activated sludge (AS) for nitrogen removal. Water Science & Technology, Vol. 41, Nr. 4-5, S. 159-168 IWA Publishing 2000
- Tschui, M., Boller, M., Gujer, W., Eugster, J., Mäder, C. und Stengel, C. (1994) Tertiary nitrification in aerated pilot biofilters. Water Science & Technology, Vol. 29, Nr. 10-11, S. 53-60 IWA Publishing 1994
- von Sperling, M. und Chernicharo, C. A. L. (2005) Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. IWA Publishing, London
- WHO (2006) Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and grey-water. Volume 2 Wastewater use in agriculture, Genf, World Health Organization ([http://whqlibdoc.who.int/publications/2006/9241546832\\_eng.pdf](http://whqlibdoc.who.int/publications/2006/9241546832_eng.pdf))

### 3.5 Klärschlammbehandlung und -verwertung

*K. Bauerfeld, T. Dockhorn und N. Dichtl*

#### 3.5.1 Stand des Wissens und der Technik

##### 3.5.1.1 Vorbemerkungen

Klärschlamm als Reststoff der mechanisch-biologischen Abwasserreinigung bedarf einer sachgerechten Behandlung, um anschließend einer weitergehenden Verwertung und/oder Entsorgung zugänglich gemacht zu werden. Im vorliegenden Kapitel werden Hinweise zur Bemessung und zum Betrieb ausgewählter, in Deutschland und Mitteleuropa bewährter Technologien zur Behandlung kommunaler Rohschlämme (Überschuss- und Primärschlamm) unter variierenden klimatischen Randbedingungen gegeben (vgl. Bild 3.11). Dieser Beitrag stellt eine Entscheidungshilfe zur Auswahl geeigneter Klärschlammbehandlungsverfahren dar, die den bestmöglichen Vorteil aus den jeweiligen natürlichen Randbedingungen ziehen.

Schlammkonsistenz	Behandlungsmethode	Verwertungs-/Entsorgungsoption
flüssig	Aerobe Nachstabilisierung	Verwertung in der Landwirtschaft als Bodenverbesserer und organischer Dünger
	Anaerobe Stabilisierung	
	Behandlung mit Löschkalk ( $\text{Ca(OH)}_2$ )	Verwertung in der Landwirtschaft Landschafts- und Gartenbau Deponieabdeckung, Rekultivierung
	Vererdung	
entwässert	Kompostierung	Verwertung in der Landwirtschaft Deponieabdeckung
	Behandlung mit Branntkalk ( $\text{CaO}$ )	
	Solare Klärschlamm-trocknung	eingeschränkte Verwertung in der Landwirtschaft, ggf. nach Desinfektion
	Langzeitlagerung	

Bild 3.11: Betrachtete Klärschlammbehandlungsverfahren nach 86/278/EWG

Primäres Ziel einer jeden Klärschlammbehandlung ist es, das biologisch reaktive Material zu stabilisieren, indem die im Klärschlamm enthaltene organische Substanz weitestgehend reduziert wird und/oder Bedingungen geschaffen werden, unter denen ein weiterer Abbau gehemmt ist. Erwünschte Nebeneffekte sind dabei

in Abhängigkeit der Verfahrenswahl eine Verringerung der Konzentration pathogener Mikroorganismen sowie der Schlammmasse, eine Verbesserung der Entwässerbarkeit und ggf. die Gewinnung von Biogas.

Grundsätzlich sind die Behandlungsziele an die Möglichkeiten der Verwertung oder Beseitigung des Klärschlammes anzupassen. Prinzipiell sollte dabei eine Rückführung vorhandener Wertstoffe in den Stoffkreislauf einer Beseitigung vorgezogen werden, vorausgesetzt, die Konzentrationen organischer und anorganischer Schadstoffe sowie pathogener Mikroorganismen im Material sind vertretbar niedrig. Die im Folgenden ausgesprochenen Empfehlungen beziehen sich daher auf die Einhaltung von Kriterien zur vollständigen Stabilisierung qualitativ hochwertiger Schlämme, die weitestgehend landwirtschaftlich verwertet werden können.

Andere Verwertungs- und Beseitigungsziele erfordern unter Umständen eine Anpassung der Stabilisierungskriterien und resultieren damit ggf. auch in abweichenden Bemessungsempfehlungen.

### **3.5.1.2 Internationale und nationale Richtlinien**

Die für eine stoffliche Verwertung von Klärschlämmen relevanten internationalen Richtlinien sind in erster Linie

- die EU Klärschlammrichtlinie (86/278/EWG, Stand 1986),
- die Richtlinien der US Environmental Protection Agency (EPA) (40 CFR Part 503, Stand 1993) für die landwirtschaftliche Wiederverwertung (Teil I), Depositionierung (Teil II), Entseuchung (Teil III) sowie Verbrennung (Teil IV)) und
- die WHO Guidelines on Safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater, insbesondere Vol. 4: Excreta and Greywater use in Agriculture, Stand 2006.

Die rechtlichen Rahmenbedingungen für eine landwirtschaftliche und landschaftsbauliche Verwertung von Klärschlämmen in Europa sind in der EU-Klärschlammrichtlinie 86/278/EWG vorgegeben und in den Mitgliedsstaaten in entsprechende nationale Gesetzgebung umgesetzt.

In Deutschland sind nähr- und schadstoffbezogene Vorgaben zur Aufbringung von Klärschlämmen auf landwirtschaftlich genutzten Flächen im Düngemittel- und Abfallrecht geregelt. Grenzwerte für organische und anorganische Schadstoffe, sowie Vorschriften zur Desinfektion, zur Klärschlammaufbringung und Qualitätssicherung sind in der Klärschlammverordnung (AbfKlärV, 1992, derzeit novelliert) und der Düngemittelverordnung (DüMV, 2008) festgelegt. Die Qualitätsanforde-

rungen gelten dabei ebenfalls für die bei der Klärschlammbehandlung verwendeten Betriebsmittel, z. B. für Kalkprodukte.

In vielen außereuropäischen Staaten ist die nationale Gesetzgebung zur Klärschlammbehandlung und -verwertung vor allem an die Empfehlungen der EPA angelehnt. Demnach erfolgt eine Klassifizierung der Schlämme in Class A und Class B biosolids gemäß der verwendeten Verfahrenstechnik zur Klärschlammstabilisierung und eine Zuordnung entsprechender Auflagen für die Behandlung und Verwertung des Materials. Maßgebend für die Klassifizierung ist die in den jeweiligen Verfahren erreichbare Reduktion pathogener Mikroorganismen.

In Ländern, in denen keine gesetzlichen Vorgaben existieren, sind die oben genannten Richtlinien der EU, der EPA, und insbesondere der WHO als Maßstab heranzuziehen.

### **3.5.1.3 Stand der Klärschlammbehandlung**

Einheitliche technische Regeln zur Wasser-, Abwasser- und Abfallbehandlung in Deutschland werden im Regelwerk der DWA herausgegeben. Wesentliche Hinweise für die Planung, den Bau und den Betrieb von Anlagen zur Behandlung kommunaler Klärschlämme enthalten insbesondere die Merkblätter

- Merkblatt ATV-DVWK-M 368: Biologische Stabilisierung von Klärschlamm, Stand 04/2003 und
- Merkblatt ATV-DVWK-M 379: Klärschlamm Trocknung, Stand 02/2004

sowie im weiteren Sinne die Merkblätter zur Biogasaufbereitung, Eindickung und Entwässerung von Klärschlämmen

- Merkblatt ATV-DVWK-M 363: Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogasen, Stand 08/2002,
- Merkblatt ATV-DVWK-M 366: Maschinelle Schlammentwässerung, Stand 10/2000,
- Merkblatt ATV-DVWK-M 376: Sicherheitsregeln für Biogasbehälter 10/2006,
- Merkblatt DWA-M 381: Eindickung von Klärschlamm, Stand 10/2007,
- Merkblatt DWA-M 383: Kennwerte der Klärschlammmentwässerung, Stand 10/2008.

Die im Rahmen dieses Leitfadens erarbeiteten Empfehlungen zur Klärschlammbehandlung bieten eine Ergänzung der entsprechenden DWA-Regeln für andere

klimatechnische und sonstige Randbedingungen und können als Grundlage für einen Vergleich verschiedener Verfahrenstechniken herangezogen werden.

### 3.5.1.4 Klärschlamm-mengen und -qualitäten

Wichtigste Einflussgröße für die Dimensionierung von Klärschlammbehandlungsanlagen ist die zu stabilisierende Klärschlamm-menge, die in Abhängigkeit des gewählten Abwasserreinigungs-verfahrens überschlägig gemäß Tabelle 3.10 angesetzt werden kann.

Tabelle 3.10: Primär- (PS), Belebt- (BS) und Anaerob-schlamm (AS)-Anfall für verschiedene Abwasserbehandlungs-verfahren <sup>1)</sup>

Art der Abwasserbehandlung		Schlamm-volumen [l/E-d]	TR-Gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	Schlamm-masse [kg TR/E-d]	oTR/TR [-]
<b>Vorklä rung</b>					
t <sub>VK</sub> = 0,5 h	PS	1	20-80	0,02-0,08	0,7-0,85
t <sub>VK</sub> = 1,0 h		1,2	20-80	0,02-0,1	0,7-0,85
t <sub>VK</sub> = 2,0 h		1,4	20-80	0,03-0,11	0,7-0,85
<b>Belebtschlammverfahren, C- und N-Elimination</b>					
t <sub>TS</sub> = 10 d, t <sub>VK</sub> = 0,5 h	BS	6	5-8	0,03-0,05	0,65-0,75
t <sub>TS</sub> = 10 d, t <sub>VK</sub> = 2 h		4,8	5-8	0,02-0,04	0,65-0,75
<b>Belebtschlammverfahren, simultane Schlammstabilisierung</b>					
t <sub>TS</sub> = 25 d	BS	5	8-12	0,04-0,06	0,6-0,7
<b>Tropfkörper</b>					
t <sub>VK</sub> = 1 h	BS	0,8-3	10-25	0,01-0,08	0,65-0,75
<b>Faulgrube</b>					
	AS	0,3-1	30-60	0,01-0,06	0,7-0,85
<b>UASB</b>					
t <sub>TS</sub> > 40 d, t <sub>VK</sub> = 1 h	AS	0,2-0,6	30-60	0,01-0,04	0,55-0,6
<b>Teiche mit/(ohne) vorgeschaltetem Absetz-teich</b>					
Absetz-teich	AS	0,35	k. A.	k. A.	k. A.
belüftet	BS	0,2	50-100	0,01-0,02	< 0,5
		(ohne 0,55)		(ohne < 0,05)	
unbelüftet	BS	0,2	50-100	0,01-0,02	< 0,5
		(ohne 0,55)		(ohne < 0,05)	

<sup>1)</sup> Angaben gelten für eine Abwasserbelastung von 0,12 kgCSB/E-d bzw. 0,06 kgBSB<sub>5</sub>/(E-d) und Temperaturen von 12-15 °C. Quellen: Imhoff (1984); DWA (2005), v. Sperling et al. (2007)

Eine sachgerechte Bemessung sollte allerdings möglichst nach dem gleitenden Mittel des Schlammanfalls und nicht auf Basis von Mittelwerten erfolgen.

Einzelheiten zur Temperaturabhängigkeit der Schlammproduktion einzelner Verfahrensschritte sind diesem Leitfaden in den entsprechenden Kapiteln zur Abwasserreinigung zu entnehmen. Zuschläge aufgrund von Niederschlagsabflüssen und saisonalen Spitzenbelastungen sowie aus betrieblichen Gründen sind ggf. zu berücksichtigen.

### **3.5.2 Empfehlungen zu ausgewählten Klärschlammbehandlungsverfahren**

#### **3.5.2.1 Getrennte aerobe Stabilisierung**

Das Verfahrensprinzip der aeroben Schlammstabilisation beruht darauf, dass die im Klärschlamm enthaltenen Mikroorganismen unter Anwesenheit von Sauerstoff bei Erschöpfen des externen Nährstoffangebots körpereigene, endogene Substrate zur Energiegewinnung veratmen und sich somit selbst verzehren. Bei der getrennten aeroben Stabilisierung wird der anfallende Rohschlamm getrennt von der biologischen Abwasserreinigung in separaten Becken nachbelüftet. Die verfahrenstechnische Gestaltung kann analog zu derjenigen des Belebtschlammverfahrens erfolgen (ATV, 1996). Die vorzuhaltenden Behandlungsvolumina werden über die zum Erreichen eines bestimmten Stabilisierungsziels erforderliche Belüftungszeit bemessen.

#### **Stabilisierungsziel**

Zur Charakterisierung der Vollstabilisierung werden die folgenden Kriterien angesetzt:

- $BSB_5/CSB\text{-Verhältnis} \leq 0,15$ ,
- $\eta_{oTR} \geq 40 \%$ ,
- Restgaspotential bei 35 °C Faultemperatur  $RGP_{35^\circ C} \leq 100 \text{ NI/kg } oTR_0$ .

#### **Empfehlungen**

Die getrennte aerobe Stabilisierung ist prinzipiell in kalten und warmen Klimaten unter Umgebungsbedingungen möglich. Die mikrobielle Aktivität und damit auch der Abbau der organischen Schlamminhaltsstoffe werden allerdings wesentlich vom Temperaturniveau beeinflusst. Bild 3.12 zeigt die prinzipielle Abhängigkeit der erforderlichen Stabilisierungszeit von der Temperatur, wobei die anzusetzenden

Behandlungszeiten je nach Rohschlammqualität und Stabilisierungsziel um den Faktor 1,5 bis 2 schwanken können.

Bei fehlender Wärmeisolierung stellt sich auch unter mesophilen Umgebungstemperaturen bis 35 °C keine messbare Selbsterwärmung durch die exothermen Stoffwechselprozesse der Mikroorganismen ein. Daher müssen insbesondere bei niedrigen Umgebungstemperaturen sehr lange Belüftungszeiten vorgehalten werden, um die o. g. Stabilisierungskriterien einzuhalten. Durch weitere Eindickung des Rohschlammes und entsprechende Wärmeisolierung der Reaktoren können Reaktionstemperaturen im thermophilen Bereich > 45 °C ohne Fremdenergieeinsatz erreicht werden. Aufgrund der deutlich erhöhten Stoffwechselraten kann die Behandlungsdauer dann deutlich reduziert werden (vgl. Bild 3.12 und Tabelle 3.11).

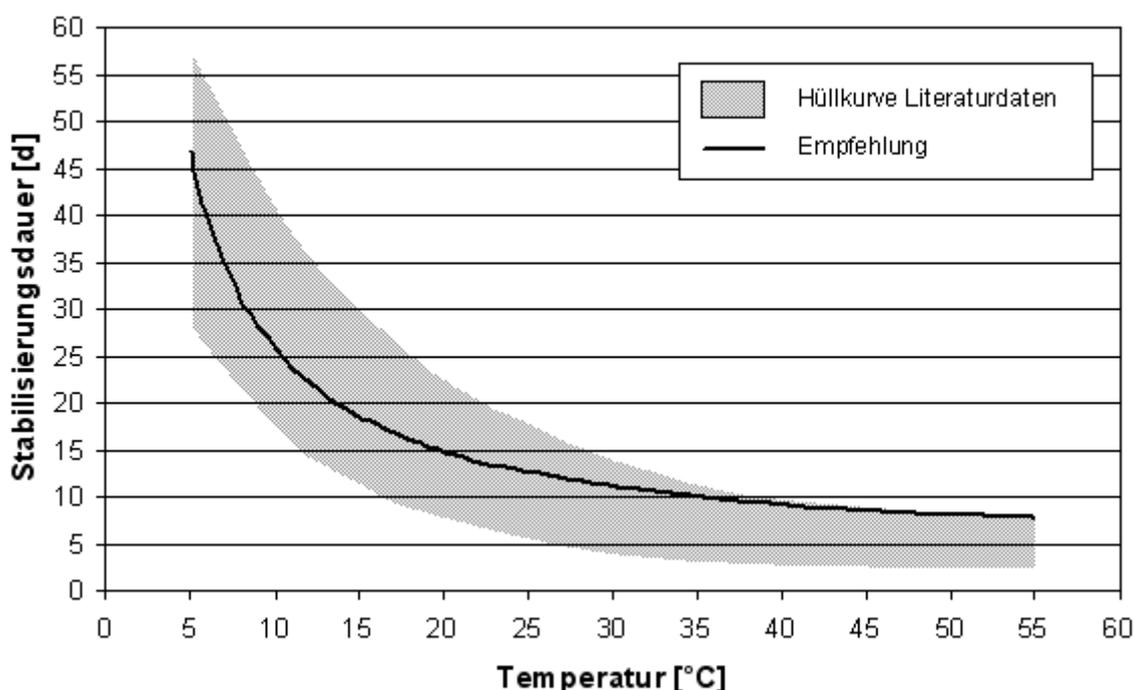


Bild 3.12: Abhängigkeit der Stabilisierungszeit vom Temperaturniveau bei der getrennten aeroben Stabilisierung von Rohschlamm

Folgende Hinweise sind bei der Verfahrensführung zu beachten:

- Voreindickung des Rohschlammes auf TR < 40 kg/m<sup>3</sup> zur Gewährleistung eines ausreichenden Luftaustausches und einer ausreichenden Umwälzung (Ludovice, 2007); bei aerob-thermophiler Stabilisierung höhere Feststoffgehal-

te zur selbstgängigen Erwärmung zwischen 50 und 70 kg/m<sup>3</sup> (Merkblatt ATV-DVWK-M 368, 2003) nötig;

- Belüftung mit Kreiselpelüftern oder grobblasigen Druckbelüftungssystemen (Merkblatt ATV-DVWK-M 368, 2003); bei der aerob-thermophilen Stabilisierung mit höheren Feststoffgehalten evtl. zusätzliche Mischeinrichtungen vorsehen;
- Diskontinuierlicher Betrieb zur weitestgehenden Reduzierung pathogener Mikroorganismen insbesondere bei thermophilen Temperaturen;
- Geeignete Parameter zur Prozesskontrolle: Temperatur, pH-Wert und Sauerstoffgehalt im Reaktor.

Tabelle 3.11: Zur Vollstabilisierung empfohlene Belüftungszeiten bei Temperaturen von 5-55 °C (vgl. Modell Bild 3.12), TR<sub>0</sub> = 20-30 kg/m<sup>3</sup>

Temperatur	[°C]	5	10	15	20	25	30	35	55
Stabilisierungsdauer	[d]	46,6	25,7	18,6	14,8	12,6	11,1	10,0	7,6

Tabelle 3.12: Kennwerte für die getrennte aerobe Stabilisierung von Rohschlamm bei Temperaturen von 5-35 °C

Parameter	Dimension	Bereich
Stabilisierungsdauer	[d]	vgl. Tabelle 3.11
TR <sub>0</sub>	[kg/m <sup>3</sup> ]	20-40
oTR <sub>0</sub>	[kg/m <sup>3</sup> ]	12-30
η <sub>oTR</sub>	[%]	> 40
TR <sub>e</sub>	[kg/m <sup>3</sup> ]	8-18
oTR <sub>e</sub>	[kg/m <sup>3</sup> ]	5-12
Effekt. Sauerstoffbedarf	[kg O <sub>2</sub> /kg oTR <sub>0</sub> ]	0,55-0,82
O <sub>2</sub> -Konzentration im Becken	[mg O <sub>2</sub> /l]	> 1
pH-Wert im Reaktor	[-]	7-8,5
Reduktion E. Coli	[Log-Red. MPN/gTR]	< 2, thermophil < 3

Während des aeroben Abbaus kann unter Einhaltung der empfohlenen Behandlungszeiten bei Temperaturen bis 20 °C eine Reduktion pathogener Mikroorganismen (Indikator: E. Coli) um max. 1, bei Temperaturen bis 35 °C um max. 1,6 und bei Temperaturen um 55 °C um max. 3 Log-Einheiten erfolgen. Allein bei der aerob-thermophilen Behandlung können somit ausreichend hohe Reduktionsraten

erreicht werden, die eine uneingeschränkte landwirtschaftliche Verwertung des Materials gemäß EPA Kriterien ermöglichen. Tabelle 3.12 fasst die Kennwerte für die getrennte aerobe Stabilisierung zusammen.

### 3.5.2.2 Anaerobe Stabilisierung (Schlammfäulung)

Bei der anaeroben Schlammstabilisierung wird das organische Material in einem biologisch vierphasigen Prozess unter Sauerstoffabschluss zu Methan und Kohlenstoffdioxid abgebaut. Nach Fair und Moore (1937) werden für den anaeroben Abbau optimale Betriebsbedingungen bei mesophilen (35-37 °C) und thermophilen Temperaturen (ca. 55 °C) ausgewiesen. Praxiserfahrungen zeigen jedoch, dass die Reaktionstemperatur, abweichend von den engen Aktivitätsmaxima der beteiligten Mikroorganismen, an den Wärmehaushalt des Gesamtsystems der Schlammbehandlung angepasst werden kann (Merkblatt ATV-DVWK-M 368, 2003). In Deutschland und Mitteleuropa wird die Klärschlammfäulung daher überwiegend in beheizten Faulbehältern in den Temperaturbereichen 30-40 °C und (seltener) 50-60 °C betrieben. Bei ausreichend hohen Umgebungstemperaturen kann eine Schlammfäulung jedoch prinzipiell auch in unbeheizten Faulräumen erfolgen. Das Faulraumvolumen wird über die zum Erreichen eines bestimmten Stabilisierungsziels erforderliche Aufenthaltszeit im Reaktor bemessen.

#### Stabilisierungsziel

Zur Charakterisierung der Vollstabilisierung werden die folgenden Kriterien angesetzt:

- $BSB_5/CSB\text{-Verhältnis} \leq 0,15$
- $\eta_{oTR} \geq 40 \%$
- Essigsäureäquivalent  $HAc \leq 200 \text{ mg/l}$ ; im Langzeitbetrieb  $Hac \leq 100 \text{ mg/l}$
- Restgaspotential bei 35 °C Faultemperatur  $RGP_{35\text{ °C}} \leq 100 \text{ NI/kg oTR}_0$

#### Empfehlungen

Der mikrobielle Abbau unter anaeroben Bedingungen ist ebenso wie im aeroben Milieu wesentlich von der Temperatur beeinflusst. Bild 3.13 stellt den prinzipiellen Zusammenhang zwischen Klärschlammtemperatur und Stabilisierungszeit dar, wobei sich die anzusetzende Behandlungsdauer auch hier nach dem Stabilisierungsziel und der Rohschlammqualität richtet. Ein anaerober Abbau der organischen Schlamminhaltsstoffe erfolgt auch unter psychrophilen Temperaturbedingungen, jedoch können die oben definierten Stabilisierungsziele nur bei Faultem-

peraturen  $> 25\text{ °C}$  erreicht werden. In warmen Klimaten mit hohen Umgebungstemperaturen ( $25.35\text{ °C}$ ) kann eine anaerobe Klärschlammstabilisierung somit auch ohne zusätzliche Schlammaufheizung erfolgen (vgl. Tabelle 3.13). Soll die Behandlungszeit reduziert werden, so ist eine Aufheizung des Klärschlammes notwendig.

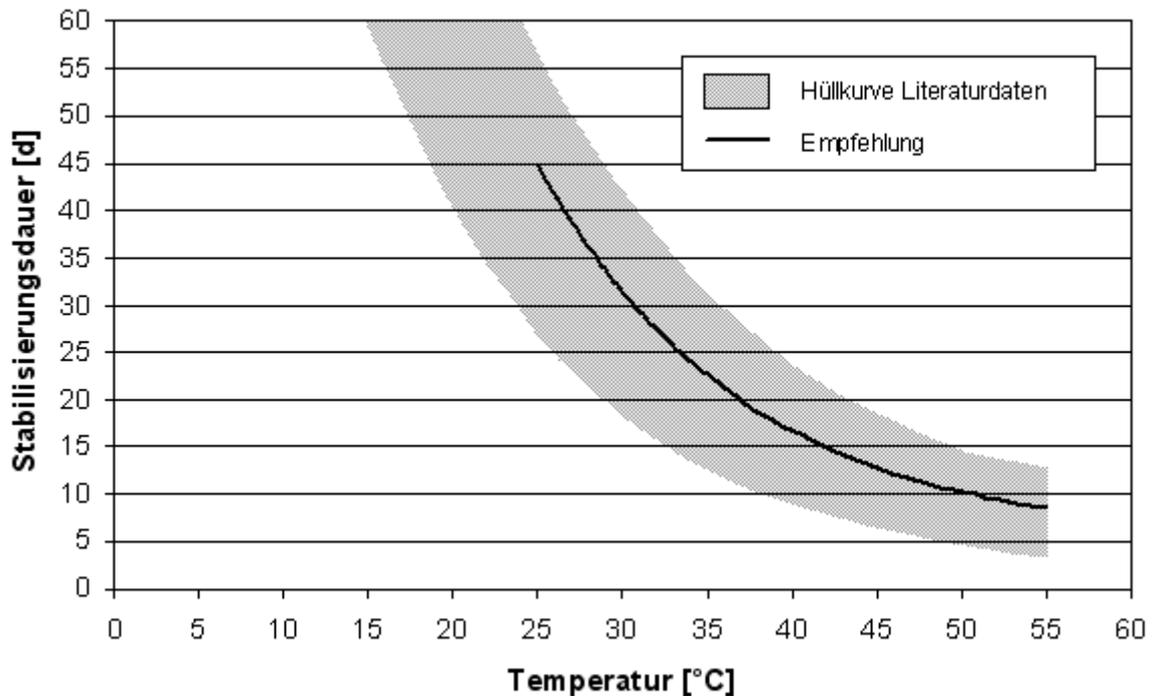


Bild 3.13: Abhängigkeit der Stabilisierungsdauer vom Temperaturniveau bei der anaeroben Stabilisierung von Rohschlamm

Folgende Hinweise sind bei der Verfahrensführung zu beachten:

- Voreindickung des Rohschlammes auf  $TR < 80\text{ kg/m}^3$  zur Gewährleistung eines ausreichenden Gasaustausches und einer ausreichenden Umwälzung (Merkblatt ATV-DVWK-M 368, 2003);
- Gewährleistung einer konstanten Faultemperatur, ggf. Fremdheizung;
- Animpfung des Rohschlammes im Verhältnis Rohschlamm:Impfschlamm = 1:1 bis 1:3; empfohlene Adaptionszeit bei Inbetriebnahme: dreifache Behandlungsdauer gemäß Tabelle 3.13;
- Ausreichende mechanische oder hydraulische Durchmischung des Reaktorinhaltes;
- Kontinuierliche bzw. quasi-kontinuierliche Beschickung für optimalen Betrieb.

- Geeignete Parameter zur Prozesskontrolle: Temperatur, Gehalt an organischen Säuren, pH-Wert, Faulgasmenge und -zusammensetzung.

Tabelle 3.13: Zur Vollstabilisierung empfohlene Faulzeiten (vgl. Modell Bild 3.13) bei hohen Umgebungstemperaturen,  $TR_0 = 20-30 \text{ kg/m}^3$

Faultemperatur	[°C]	25	30	35
Stabilisierungsdauer	[d]	44,8	31,4	22,6

Tabelle 3.14: Kennwerte für die anaerobe Stabilisierung von Rohschlamm bei Temperaturen von 25-35 °C

Parameter	Dimension	Bereich
Stabilisierungsdauer	[d]	vgl. Tabelle 3.13
$TR_0$	[kg/m <sup>3</sup> ]	30-80
$oTR_0$	[kg/m <sup>3</sup> ]	18-64
$\eta_0TR$	[%]	> 40
$TR_e$	[kg/m <sup>3</sup> ]	12-40
$oTR_e$	[kg/m <sup>3</sup> ]	7-26
pH	[-]	7,0-7,5
Konzentration organischer Säuren	[mg Hac/l]	< 500
Gasproduktion ( $\eta_0TR > 40 \%$ )	[NI/kg $oTR_0$ ]	> 350
Methangehalt	[%]	60-65
Heizwert des Faulgases	[MJ/m <sup>3</sup> ]	23 <sup>1)</sup>
Heizwert des Faulschlammes	[MJ/kg TR]	8-15 <sup>2)</sup>
Reduktion E. Coli	[Log-Red. MPN/gTR]	< 2

<sup>1)</sup> Heizwert bei 60 % CH<sub>4</sub> im Faulgas

<sup>2)</sup> CIWEM, 1996

Werden die empfohlenen Behandlungszeiten bei Temperaturen von 25-35 °C eingehalten, so kann eine Reduktion des Indikatororganismus E. Coli um 1,5 Log-Einheiten erfolgen. Das Material entspricht den Class B-Kriterien der EPA zur eingeschränkten landwirtschaftlichen Verwertung. Tabelle 3.14 fasst die Verfahrenskennwerte für die Klärschlammfaulung zusammen.

### 3.5.2.3 Kalkbehandlung

Bei der Klärschlammbehandlung mit Kalk werden die organischen Schlamminhaltsstoffe nicht tatsächlich abgebaut, sondern es wird durch die Zugabe von Kalkprodukten lediglich ein abbauhemmendes Milieu geschaffen. Wird das pH-Milieu verändert, so setzen die Abbauprozesse erneut ein. Vorteil der Kalkbehandlung ist allerdings, dass bei ausreichender Dosierung eine weitestgehende Desinfektion des Klärschlammes erfolgt.

Grundsätzlich kann eine Kalkbehandlung mit Rohschlamm, aber auch mit aerob und anaerob stabilisierten Schlämmen erfolgen, insbesondere wenn eine weitergehende Desinfektion des Materials erfolgen soll als allein aufgrund einer biologischen Schlammstabilisierung möglich wäre (vgl. Kapitel 3.5.2.1 und 3.5.2.2). Eine zusätzliche Kalk(nach)behandlung ist auch dann sinnvoll, wenn die Böden der aufnehmenden Landwirtschaft besonders kalkbedürftig sind.

Die Kalkbehandlung kann mit flüssigem bzw. eingedicktem Klärschlamm unter Zugabe von Löschkalk (Kalkhydrat,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) oder aber mit entwässertem Schlamm unter Zugabe von ungelöschtem Kalk (Branntkalk,  $\text{CaO}$ ) erfolgen. Branntkalk reagiert mit dem im Schlamm enthaltenen Wasser und kann in ausreichender Dosierung eine Temperatursteigerung im Gemisch auf bis zu  $70\text{ °C}$  hervorrufen (Löschreaktion). In Abhängigkeit der Reaktionszeit kann somit ein zusätzlicher Effekt auf die Klärschlamm-Desinfektion ausgeübt werden.

Die empfohlene Kalkdosierung ist von der Qualität des Schlammes, in erster Linie von dessen Pufferkapazität und Feststoffgehalt, abhängig. Die Umgebungsbedingungen haben lediglich Einfluss auf die weitergehende Trocknung, wenn das Material nach der Behandlung gelagert wird. Zu berücksichtigen ist, dass die Schlammbehandlung mit Kalkprodukten, im flüssigen oder entwässerten Zustand, eine deutliche Erhöhung der Klärschlamm-massen bzw. -volumina verursacht und damit ggf. erhöhte Transport-, Verwertungs- oder Entsorgungskosten anfallen.

#### Stabilisierungsziel

Als Stabilisierungskriterien für die Kalkbehandlung mit weitestgehender Desinfektion werden angesetzt

- $\text{pH } 12,5 \pm 0,3$  und Lagerung über mindestens drei Monate bei Löschkalk oder Branntkalkdosierung (pH-Kriterium), bzw.
- $\text{pH } 12,5 \pm 0,3$  und  $T > 55\text{ °C}$  für mindestens zwei Stunden bei Branntkalkdosierung (Temperaturkriterium)

### **Empfehlungen zur Branntkalkbehandlung**

Für die Behandlung von entwässertem Rohschlamm mit Branntkalk beträgt die notwendige Dosierung zur Einhaltung des pH-Kriteriums 20-50 % der Klärschlamm-trockenmasse und kann gemäß Bild 3.14 anhand des Schlammfeststoffgehaltes abgeschätzt werden. Soll das Temperaturkriterium eingehalten werden, so ist die anzusetzende Branntkalkmenge um den Faktor 1,5 bis 2,5 zu erhöhen.

Der Massezuschlag für das Klärschlammgemisch ergibt sich direkt aus der Addition der dosierten Branntkalkmenge. Das Klärschlammvolumen erhöht sich in Abhängigkeit der verwendeten Mischtechnik um bis zu 20 % (ATV, 1996).

Über eine Einwirkzeit von drei Monaten bei  $\text{pH} > 12,5$  kann die Konzentration des Indikatororganismus *E. Coli* um bis zu 5 Log-Einheiten reduziert werden. Literaturangaben zur Folge reicht eine Einhaltung des pH-Kriteriums ebenfalls aus, um Salmonellen abzutöten. Ascarideneier können allerdings nur unter gleichzeitiger Temperatursteigerung inaktiviert werden (Schreiber-Rothschild, 1980; Wecker et al, 2003).

Folgende Punkte sind bei der Verfahrensführung zu beachten:

- Kalkbeschaffung unter Berücksichtigung wirtschaftlicher und betrieblicher Gesichtspunkte;
- Verwendung qualitativ hochwertigen Kalks (hohe Reaktivität und hoher Anteil  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ );
- Sachgerechte Dosierung und Lagerung des Branntkalks (konstante Temperatur, geringe Luftfeuchte)
- Ausrichtung der Förder- und Mischtechnik (Dauer und Geschwindigkeit) auf die Schlammigenschaften und den Verwendungszweck des Endproduktes;
- Bereitstellung von Lagerflächen für die Gewährleistung einer ausreichenden Einwirkzeit zur weitestgehenden Desinfektion des Klärschlammes vor der Ausbringung;
- Emissionsmindernde Maßnahmen: Vermeidung von Stäuben beim Austrag und der Dosierung, ggf. Einsatz von Entstaubungsanlagen; Absaugen und behandeln geruchsintensiver ammoniakhaltiger Brüden, ggf. Wiedereinleitung in Belebungsanlage;
- Maßnahmen zum Arbeitsschutz;
- Ermittlung exakter Dosierungen für vorliegende Schlämme im Labortest.

Detaillierte Hinweise zur Lagerung, Dosierung, Mischtechnik und Handhabung des Mischgutes sind den Mitteilungen der Deutschen Kalkindustrie zu entnehmen (Strauch et al., 1980; Peschen et al., 1985).

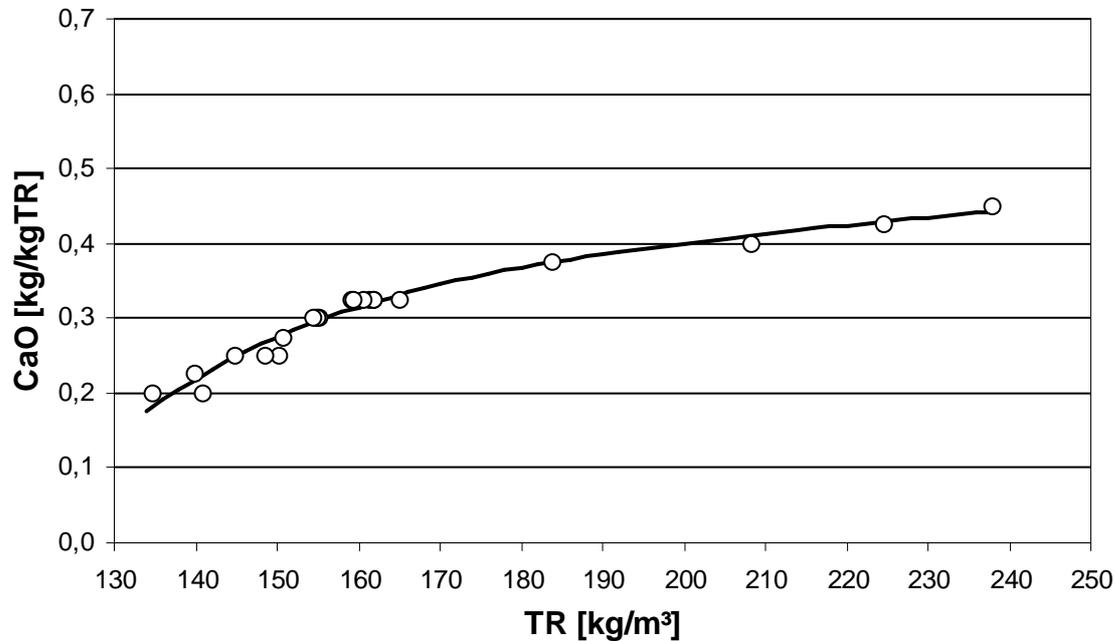


Bild 3.14: Branntkalkdosierung in Abhängigkeit des Feststoffgehaltes im Rohschlamm, Kriterium: pH 12,5 über dreimonatige Lagerzeit. Kalkqualität: Ca, MgO = 90 %

### Empfehlungen zur Löschkalkbehandlung

Eine Kalknachbehandlung flüssigen oder eingedickten Klärschlammes erfolgt mit Löschkalk und richtet sich ebenfalls überschlägig nach dem Schlammfeststoffgehalt (vgl. Bild 3.15). Die Dosierungsempfehlung für statisch eingedickte Rohschlämme liegt bei 5-8 kg  $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{m}^3$ .

Wird der Löschkalk in Form von Kalkmilch dosiert, so entspricht der Volumenzuschlag für das Klärschlamm-Kalkgemisch der zugegebenen Kalkmilchmenge.

Bei Einhaltung des pH-Kriteriums wird auch bei der Löschkalkdosierung eine Reduktion des Indikators E. Coli um bis zu 5 Log-Einheiten sowie ein Abtöten von Salmonellen erreicht, so dass das Material nach seuchenhygienischen Kriterien uneingeschränkt landwirtschaftlich verwertbar ist.

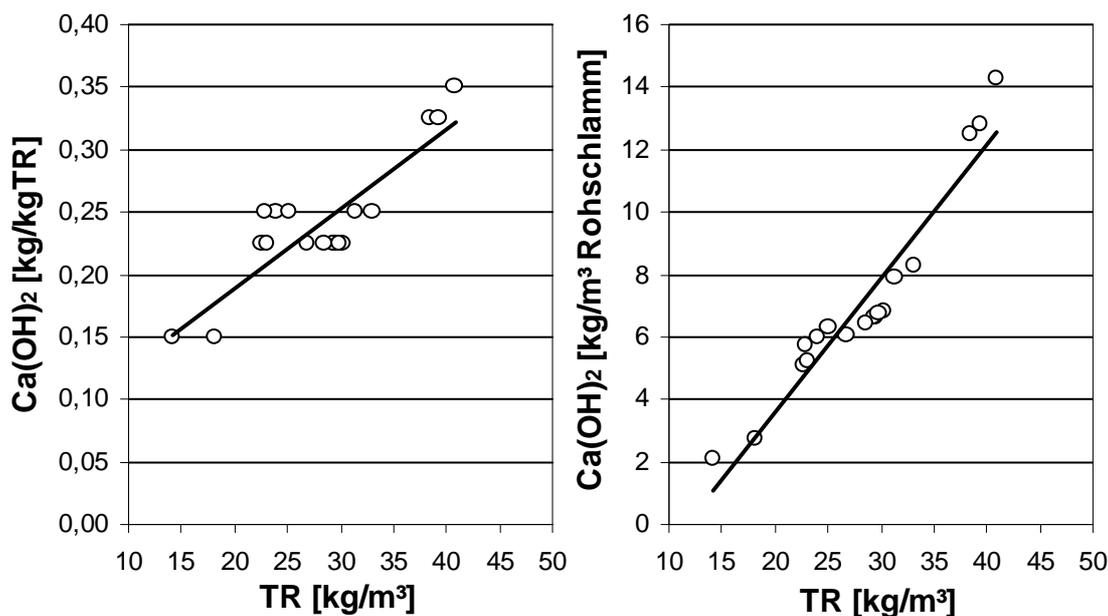


Bild 3.15: Löschkalkdosierung in Abhängigkeit des Feststoffgehaltes im Rohschlamm

Bei der Kalkhydratbehandlung sind insbesondere die folgenden Aspekte zu berücksichtigen:

- Verwendung qualitativ hochwertigen Kalks (hoher Anteil  $\text{Ca(OH)}_2$ ,  $\text{Mg(OH)}_2$ );
- Zugabe des Löschkalks in Form von Kalkmilch zur Gewährleistung einer einfachen und guten Vermischung mit dem Klärschlamm;
- Kalkbeschaffung unter wirtschaftlichen und betrieblichen Gesichtspunkten, bei kleinen Anschlussgrößen ggf. Aufbereitung zu Kalkmilch vor Ort aus Brannt- oder Löschkalk;
- Vorhaltung von Reaktionsbehältern für eine chargenweise Beschickung mit wirksamem Mischaggregat sowie ausreichende Beckenvolumina für die Zwischenlagerung des Klärschlamm-Kalk-Gemisches zur Einhaltung der notwendigen Einwirkzeit
- Ermittlung exakter Dosierung für vorliegenden Schlamm im Labortest.

Weiterführende Hinweise zur Herstellung, Lagerung und Dosierung von Kalkmilch sind den Veröffentlichungen der deutschen Kalkindustrie (BV Kalk, 1986 und 1987) zu entnehmen.

### 3.5.2.4 Kompostierung

Bei der Klärschlammkompostierung werden Klärschlämme (Rohschlämme und ggf. nicht vollstabilisierte Schlämme) gemeinsam mit organischen Strukturmitteln

unter aeroben Bedingungen zu Wasser, Kohlenstoffdioxid und einem humusähnlichen Reststoff abgebaut. Exotherme Stoffwechselprozesse der Mikroorganismen führen zu einer Selbsterhitzung des Materials, die wie bei der aerob thermophilen Stabilisierung flüssigen Klärschlamm eine Desinfektion bewirkt. Mit der Kompostierung findet eine weitergehende Entwässerung und damit eine Massereduzierung des Ausgangsmaterials statt (biologische Trocknung).

Für die verfahrenstechnische Ausführung stehen verschiedenartige Systeme in geschlossenen Reaktoren (wärmeisolierte Bioreaktoren, Rotteboxen und -trommeln) oder als offene Mieten mit und ohne Zwangsbelüftung zur Verfügung. Der Kompostierungsprozess wird nach Anlaufen der Abbauprozesse in zwei Phasen, Intensiv- und Nachrotte, unterteilt, wobei sich die unterschiedlichen verfahrenstechnischen Ausführungen der Rottesysteme hauptsächlich in ihrem Intensivrottesystem unterscheiden. Die Nachrotte erfolgt in den meisten Fällen als offene Mietenkompostierung.

Die hier aufgeführten Empfehlungen beziehen sich in erster Linie auf die gemeinsame Kompostierung von entwässerten Rohschlamm mit organischen Strukturmitteln in offenen Mieten.

### **Stabilisierungsziel**

Als Stabilisierungsziel werden die Qualitätskriterien der LAGA (1995) für eine ausreichende Desinfektion des Materials herangezogen:

- $T > 55 \text{ °C}$  über 2 Wochen oder
- $T > 65 \text{ °C}$  über 1 Woche im gesamten Mischgut, sowie
- $\eta_{\text{TR}} \geq 50 \text{ %}$ .

### **Empfehlungen**

Bei der offenen Kompostierung ist die Zugabe organischer Strukturmittel sinnvoll, um eine ausreichende Belüftung der Miete zu gewährleisten. Umstritten ist die Frage, ob die Zugabe von Zuschlagstoffen zur Manipulation des C/N-Verhältnisses erforderlich ist oder in erster Linie abbaufördernd durch die Durchlüftung des Haufwerks wirkt (ATV, 1996). Als Strukturmittel eignen sich Abfälle aus der Landwirtschaft und aus dem Gartenbau (Tabelle 3.15). Die Verwendung von Altpapieren ist nicht zu empfehlen.

Tabelle 3.15: Nährstoffgehalte im Klärschlamm und in organischen Strukturmitteln

Substrat	TS bzw. TR in kg/m <sup>3</sup>	N in %	C in %
Baumschnitt	600-750	0,8-1,3	45-60
Sägespäne	600-800	0,1-0,2	45-60
Reisstroh	800-900	0,8-1,3	35-45
Getreidestroh	800-900	0,3-0,5	40-50
Rohschlamm	20-80	1-5	30-35
Faulschlamm	15-50	1-6	20-30
Getrockneter Schlamm (Trockenbeet) <sup>1)</sup>	450-700	1-4	22-30
Entwässerter Schlamm (Siebbandpresse) <sup>1)</sup>	150-200	1-4	22-30
Entwässerter Schlamm (Zentrifuge) <sup>1)</sup>	180-280	1-4	22-30
Klärschlammkompost (Nachrotte)	700-850	2-4	30-45

<sup>1)</sup> Pinto, 2007

Für eine optimale Sauerstoffversorgung ist ein Feuchtegehalt von 40-65 % im Material einzustellen. Die erforderliche Strukturmaterialzugabe in Abhängigkeit der Eigenfeuchte und des Klärschlammfeststoffgehalts ist Bild 3.16 zu entnehmen.

Eine Abhängigkeit des Rottefortschritts von den Umgebungstemperaturen ist hauptsächlich während der Anwärmphase des Materials zu beobachten. Wärmeverluste über die Mietenoberfläche können durch Folienabdeckung vermieden werden. Dauer und Intensität der Intensivrotte werden nur unwesentlich von der Außentemperatur beeinflusst (Huang et al., 2005). Das Maß der Selbsterhitzung kann außerdem über den Wassergehalt und die Sauerstoffversorgung gesteuert werden.

Die für eine Desinfektion des Kompostmaterials nötigen Temperaturen von > 55 °C im gesamten Mischgut lassen sich durch regelmäßiges Umsetzen erreichen. Werden die oben angegebenen Stabilisierungsziele eingehalten, so erfolgt eine weitestgehende Desinfektion des Materials mit einer Reduktion des Indikators E. Coli um bis zu 5 Log-Einheiten.

Wird der Kompost landwirtschaftlich verwertet, so ist zu beachten, dass die im Kompost enthaltenen Nährstoffe im Gegensatz zu mineralischen Düngemitteln nicht sofort pflanzenverfügbar sind. Es wird davon ausgegangen, dass 8-15 % des Stickstoffes und 70-90 % des Phosphors für die Düngung anrechenbar sind (Kassner, 1980; BGK, 2007). Es ist daher ggf. erforderlich, Düngepläne unter Be-

achtung möglicher Auflagen zum Grundwasserschutz anzupassen. Die Kennwerte und Empfehlungen zur Verfahrensführung der Klärschlammkompostierung sind Tabelle 3.16 zu entnehmen.

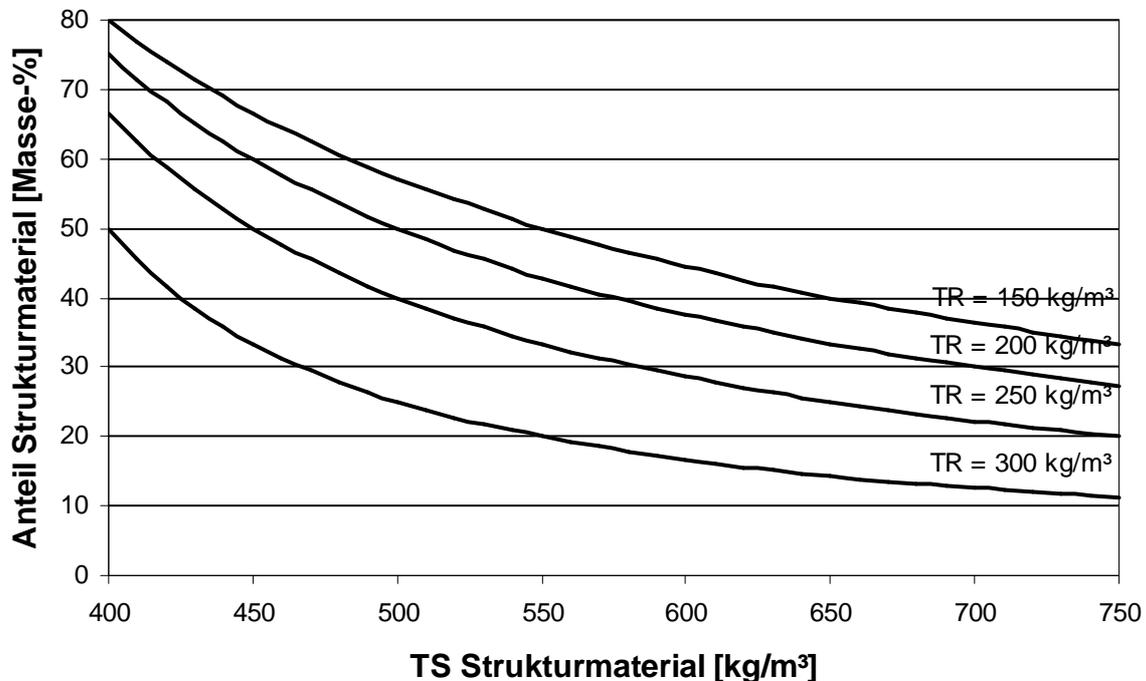


Bild 3.16: Anteil Strukturmaterial im Klärschlammgemisch in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt für verschieden entwässerte Klärschlämme (TR 150-300 kg/m<sup>3</sup>)

Folgende Hinweise sind darüber hinaus zu berücksichtigen:

- Geruchsemissionen und Keimbelastung minimieren (anaerobe Zonen im Haufwerk vermeiden, Einstellung optimaler Wassergehalte, Abdeckung der Mieten, ggf. Zwangsbelüftung des Mietenbodens, Abstand zur Wohnbebauung von min. 600 m einhalten (ATV, 1996)),
- Quasidynamische Verfahrensführung mit regelmäßigem Umsetzen,
- Sohlabdichtung der Rottefläche mit Sickerwassersammler, ggf. Verwendung der Sickerwässer zur Bewässerung der Mieten,
- Prozesssteuerung über Wassergehalt, Sauerstoffversorgung, Temperatur,
- Während der Abwassereinigung keine Phosphatfällung mit Eisensalzen: Phosphor wird fixiert und ist nicht mehr pflanzenverfügbar.

Tabelle 3.16: Kennwerte und Empfehlungen zur Bemessung von Anlagen zur Mietenkompostierung von Klärschlamm aus mechanisch-biologischer Abwasserreinigung

Parameter	Dimension	Bereich
Dauer der Intensivrotte	[d]	21-28
Dauer der Nachrotte	[d]	> 30
Dauer der Rottezeit gesamt	[d]	50-90
Mietenabmessung (Dreiecksmiete)	[m]	h = 2-2,5; b = 2-4,5
Mietenumsetzung	Intensivrotte: 1-2 mal wöchentlich Reifephase: 1 mal wöchentlich	
Nährstoffverhältnis C/N zu Beginn des Prozesses	[Masse-%]	20-35 : 1
TR <sub>0</sub> Rohschlamm	[kg/m <sup>3</sup> ]	150-350
oTR <sub>0</sub> Rohschlamm	[kg/m <sup>3</sup> ]	90-280
η <sub>oTR</sub>	[%]	> 50
TR <sub>e</sub> Kompost	[kg/m <sup>3</sup> ]	700-850
oTR <sub>e</sub> Kompost	[kg/m <sup>3</sup> ]	40-120
Optimaler Feuchtegehalt	[%]	40-65
Optimales Luftporenvolumen	[%]	25-40
pH	[-]	6,5-8
Stöchiometr. Sauerstoffbedarf <sup>1)</sup>	[kg O <sub>2</sub> /kg oTR]	2
Reduktion E. Coli	[Log-Red. MPN/gTR]	< 5
Flächenbedarf (Rotte+Verkehrsfläche) <sup>2)</sup>	[m <sup>2</sup> /Mg TR Inputmaterial]	2,5 (Großanlage) bis 5 (Kleinanlage)

<sup>1)</sup> Pinto, 2007

<sup>2)</sup> Meyer, 1995

### 3.5.2.5 Natürliche Klärschlammmentwässerung und -trocknung

Die im Rahmen dieses Leitfadens betrachteten Verfahrenstechniken zur natürlichen Klärschlammmentwässerung und -trocknung umfassen die folgenden verfahrenstechnischen Ausführungen:

- Entwässerung im Trockenbeet mit Sand-Kies-Drainage, überdacht,
- Entwässerung im schilfbepflanzten Trockenbeet (Klärschlammvererdung), offen, und

- solare Klärschlamm-trocknung in transparenten Leichtbauhallen mit 100 % solarer Trocknung ohne Fremdwärmezusatz.

Zielsetzung aller drei Verfahrenstechniken ist eine weitestgehende Reduzierung des Wassergehalts in vorentwässerten bzw. flüssigen Schlämmen durch Evaporation und Perkolation auf entsprechenden Trocknungsflächen. Sowohl unbehandelte als auch stabilisierte Klärschlämme sind geeignet, wobei mögliche Belastungen durch Geruchsemissionen und Insekten bei der Verwendung von Rohschlämmen zu berücksichtigen sind.

Die relevanten Größen für die Dimensionierung der Entwässerungs- und Trocknungsanlagen sind die Klärschlammmenge sowie die Feststoffflächenbelastung. Letztere gibt die jährliche Feststoffmasse an, die bis zum Erreichen eines vorgegebenen Trocknungsgrades auf eine Fläche aufgetragen werden kann. Entscheidend für den Wasseraustrag aus dem Schlamm ist die spezifische Verdunstungsleistung in Abhängigkeit der klimatischen Randbedingungen.

### **Trocknungsziel**

Als Trocknungsziele werden für die unter Abschnitt 3.5.2.5 gelisteten Verfahren folgende Kriterien angesetzt:

- $TR_e \geq 300 \text{ kg/m}^3$  für die Entwässerung flüssigen/eingedickten Klärschlammes ( $TR_0 = 50 \text{ kg/m}^3$ ) im unbepflanzten und Schilf bepflanzten Trockenbeet, sowie
- $TR_e \geq 700 \text{ kg/m}^3$  für die solare Klärschlamm-trocknung entwässerten Klärschlammes ( $TR_0 = 200 \text{ kg/m}^3$ ).

### **Empfehlungen**

Unter Berücksichtigung der oben genannten Entwässerungsziele, der klimatischen Randbedingungen, sowie anhand von in der Literatur beschriebenen Anlagen können die in Tabelle 3.17 zusammengefassten Empfehlungen zur Dimensionierung ausgesprochen werden. Der spezifische Wasseraustrag für die verschiedenen klimatischen Verhältnisse errechnet sich für die solare Trocknung aus der zu verdunstenden Wassermenge (unter Berücksichtigung der Globalstrahlung  $G$  und dem jährlichen Temperaturmittel  $T_{aM}$ ), für die unbepflanzten und Schilf bepflanzten Trockenbeete aus dem Wasseraustrag über Verdunstung und Drainage. Bei der Entwässerung im Schilfbeet wird zusätzlich noch der Transpirationsverlust der Pflanzen einbezogen, der bis zu 30 % der insgesamt zu entziehenden Wassermenge ausmachen kann.

Tabelle 3.17: Empfohlene Feststoffflächenbelastung und zugehörige spezifische Verdunstungsleistung für natürliche Entwässerungsverfahren

		Einfaches Trockenbeet	Schilf- pflanztes Beet	Solare Trocknung <sup>3)</sup>
kaltes Klima				
G = 8.400 J/(cm <sup>2</sup> ·a), T <sub>aM</sub> = -2 °C				
B <sub>TR,aM</sub>	[kg/(m <sup>2</sup> ·a)]	15-20	Nicht empfohlen	70-90
Wasseraustrag	[Mg <sub>H2O</sub> /(m <sup>2</sup> ·a)]	0,25-0,3		0,25-0,35
gemäßigtes Klima				
G = 12.300 J/(cm <sup>2</sup> ·a), T <sub>aM</sub> = +8 °C				
B <sub>TR,aM</sub>	[kg/(m <sup>2</sup> ·a)]	20-50	20-60 <sup>1)</sup>	130-160
Wasseraustrag	[Mg <sub>H2O</sub> /(m <sup>2</sup> ·a)]	0,45-0,7	0,4-0,9	0,45-0,64
tropisches Klima				
G = 17.500 J/(cm <sup>2</sup> ·a), T <sub>aM</sub> = +25 °C				
B <sub>TR,aM</sub>	[kg/(m <sup>2</sup> ·a)]	50-80	60-120 (-250 <sup>2)</sup> )	230-300
Wasseraustrag	[Mg <sub>H2O</sub> /(m <sup>2</sup> ·a)]	0,8-1,2	1,1-1,9	0,8-1,2

<sup>1)</sup> Beschickung während Vegetationsperiode

<sup>2)</sup> für die Verwendung von Fäkalschlamm

<sup>3)</sup> bei 100% Solarenergie ohne Fremdwärmeeinsatz

Die Feststoffflächenbelastung wird bei der Vererdung durch die Gewährleistung eines vitalen Schilfbestandes limitiert und ist stark von der Schlammart abhängig. Zu berücksichtigen ist insbesondere die Stickstofffracht, die in das Beet eingetragen wird. Nach Untersuchungen von Jordan (2005) sollte die jährliche Stickstofffracht B<sub>N,aM</sub> 0,5 kg/(m<sup>2</sup>·a) und die Stickstoffkonzentration S<sub>N,Z</sub> 50-200 mg/l nicht überschreiten. Zu hohe Stickstofffrachten haben eine Herabsetzung der Standfestigkeit des Schilfes zur Folge und begünstigen den Befall von Parasiten (Läusen). Damit sind die einzubringenden Frachten insbesondere für anaerob stabilisierte Schlämme bedeutend geringer als für andere Schlammarten.

Die Feststoffflächenbelastung bei der solaren Klärschlamm-trocknung kann insbesondere in kalten und gemäßigten Klimaten durch den Einsatz von Fremdenergie (z. B. durch Abwärmenutzung) entscheidend verbessert werden. Setzt man einen Fremdwärmeanteil von 50-60 % fest, so verdoppelt sich die spezifische Verdunstungsleistung und somit auch die in Tabelle 3.17 dargelegte Feststoffflächenbelastung.

Bei natürlichen Trocknungsvorgängen nicht stabilisierter Schlämme können im Zuge aerober und anaerober Abbauprozesse während der Behandlungszeit organische Schlamminhaltsstoffe um 10-15 % reduziert werden. Insbesondere in Klimaten mit hoher Solarstrahlung und hoher UV-Intensität des Sonnenlichts findet eine natürliche Desinfektion des Materials mit Reduktionsraten des Indikators E. Coli um 1-2 Log-Einheiten statt. Eine uneingeschränkte landwirtschaftliche Verwertung des getrockneten Klärschlammes ist nach seuchenhygienischen Kriterien allerdings nicht möglich. Eine weitergehende Desinfektion bei der Trocknung biologisch stabilisierter Schlämme ist im Einzelfall zu prüfen.

Zu berücksichtigen ist, dass insbesondere warme Temperaturen die Entwicklung im Schlamm schlüpfender Fliegen begünstigen, wenn die Anlagen zur natürlichen Klärschlamm-entwässerung offen betrieben werden. Eine vorhergehende Stabilisierung sowie eine Abdeckung der Trocknungsflächen gegen Niederschläge und somit Wiederbefeuchtung des Klärschlammes können dazu beitragen, Insektenplagen zu verhindern.

Bei der Langzeitlagerung unbehandelter entwässerter Schlämme ist zu beachten, dass eine Trocknung auch langfristig nur in oberflächennahen Schichten stattfinden kann. Im Inneren des Materials können weiterhin vor allem anaerobe Abbauprozesse stattfinden, die zum einen zur Herabsetzung der Standsicherheit im Haufwerk führen können, zum anderen zur Freisetzung klimaschädlichen Methans beitragen. Eine Langzeitlagerung unbehandelter entwässerter Klärschlämme ist daher nicht zu empfehlen.

### **3.5.2.6 Einsatzbereiche der Klärschlammbehandlungsverfahren**

Die Auswahl geeigneter Klärschlammbehandlungsverfahren richtet sich insbesondere aus wirtschaftlichen Gründen nach der Anschlussgröße der Kläranlage. In Bild 3.17 sind die Einsatzbereiche der betrachteten Verfahrenstechniken existierender Anlagen sowie eigene Empfehlungen dargestellt.

Eine qualitative Abwägung der Vor- und Nachteile der einzelnen Verfahren unter Berücksichtigung der übergeordneten Stabilisierungsziele, der landwirtschaftlichen Verwertbarkeit des Produktes und der Behandlungskosten ist der folgenden Matrix (Bild 3.18) zu entnehmen.

Weitere Details zu den einzelnen Behandlungsverfahren sowie deren Bewertung finden sich im Abschlussbericht zu diesem Teilprojekt (Förderkennzeichen 02WA0733) auf der beiliegenden CD.

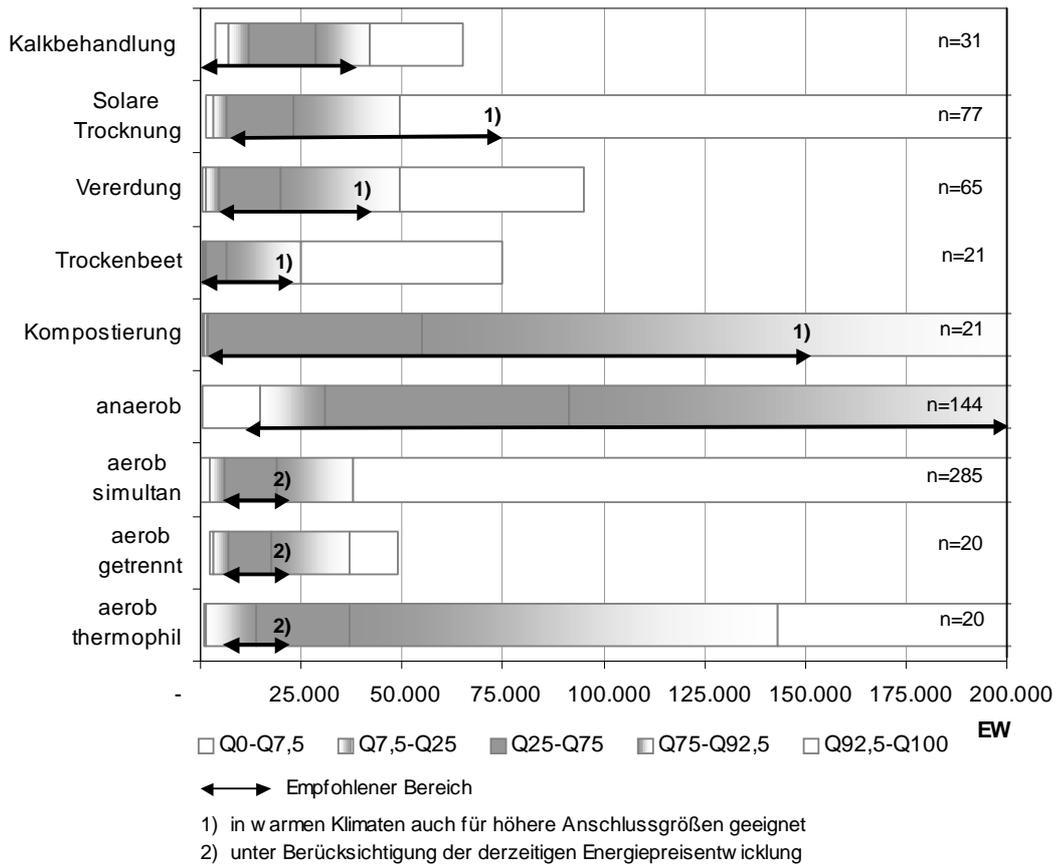


Bild 3.17: Einsatzbereiche der Klärschlammbehandlungsverfahren in Deutschland (nach Quartilen) und empfohlene Anschlussgrößen

Bewertung		Reduktion von Masse und Volumen	Reduktion pathogener Mikroorganismen	Reduktion von Gerüchen	Pflanzenverträglichkeit nach BGK-Kriterien <sup>1)</sup>	Verbesserung der Entwässerbarkeit	Energieproduktion	Belastung des Schlamwassers	Anspruch an das Betriebspersonal	Investitionen	Betriebskosten incl. Energie
flüssig	getrennt aerob	+	+	+	+	-		+	+	+	-
	aerob thermophil	+	++	+	++	-		+	+	-	-
	anaerob	+	+	++	+	++	++	-	-	-	+
	Löschkalkbehandlung	--	++	-	++	++		+	++	++	++
	Vererdung	+	-	+	+			+	++	+	++
	Trockenbeetentwässerung	++	+	+	+			-	++	++	++
entwässert	Kompostierung	++	++	-	++				+	+	+
	Brantkalkbehandlung	--	++	--	++				++	+	++
	Solare Trocknung	++	+	+	+				+	+	+
	Langzeitlagerung	+	-	-	-				-	-	-

<sup>1)</sup> BGK, 1998

Bild 3.18: Matrix zur Abwägung der Vor- und Nachteile einzelner Behandlungsverfahren

### 3.5.3 Literatur

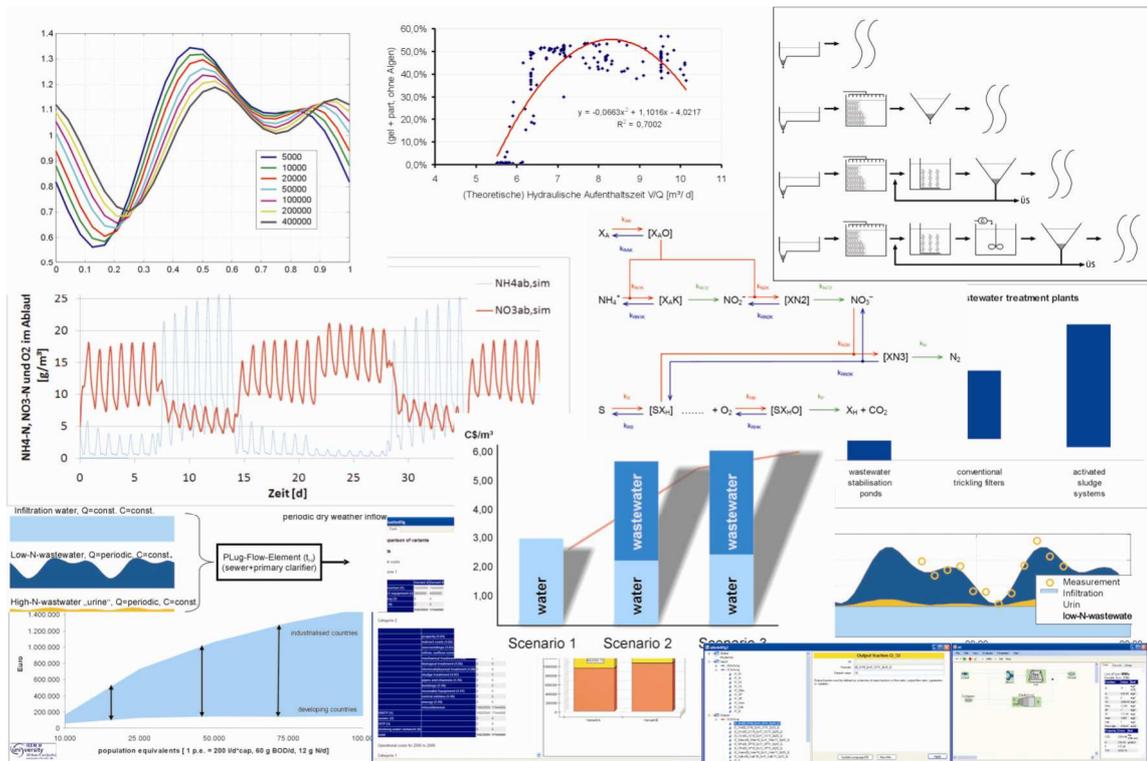
- AbfKlärV (1992) Klärschlammverordnung. BGB1 I, S. 2298. Stand 20.10.2006
- ATV (1996) ATV-Handbuch Klärschlamm. 4. Auflage, Ernst und Sohn Verlag, Berlin
- ATV-DVWK (2002) Merkblatt ATV-DVWK-M 363 Herkunft, Aufbereitung und Verwertung von Biogasen, Stand 08/02. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- ATV-DVWK (2000) Merkblatt ATV-DVWK-M 366 Maschinelle Schlammentwässerung, Stand 10/00. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- ATV-DVWK (2003) Merkblatt ATV-DVWK-M 368 Biologische Stabilisierung von Klärschlamm. 04/03. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- ATV-DVWK (2006) Merkblatt ATV-DVWK-M 376 Sicherheitsregeln für Biogasbehälter, Stand 10/06. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- ATV-DVWK (2004) Merkblatt ATV-DVWK-M 379 Klärschlamm-trocknung, Stand 02/04. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- BGK (1998) Methodenbuch zur Analyse von Kompost. 4. Auflage, Eigenverlag, Köln
- BGK (2007) Düngewirkung von Stickstoff aus Kompost. Humuswirtschaft und Kompost aktuell – Informationsdienst der Bundesgütegemeinschaft Kompost, 05/2007
- BV Kalk (1986) Herstellung und Dosierung von Kalkmilch. 2. Auflage, Bundesverband der Deutschen Kalkindustrie, Köln
- BV Kalk (1987) Technik der Nassschlammentseuchung mit Kalkmilch. Bundesverband der Deutschen Kalkindustrie, Köln
- CIWEM (1996) Sewage Sludge – Conditioning, dewatering, thermal drying and incineration. Handbook of UK Wastewater Practice. Lavenham Press, Sudbury
- DüMV (2008) Verordnung über das Inverkehrbringen von Düngemitteln, Bodenhilfsstoffen, Kultursubstraten und Pflanzenhilfsmitteln. BGB1 I, S. 153, Stand 06.02.2009
- DWA (2005) Arbeitsblatt DWA-A 201 Grundsätze für Bemessung Bau und Betrieb von Abwasserteichen. Arbeitsblatt, Stand 08/05. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- DWA (2007) Merkblatt DWA-M 381 Eindickung von Klärschlamm, Stand 10/07. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef

- DWA (2008) Merkblatt DWA-M 383 Kennwerte der Klärschlammmentwässerung, Stand 10/08. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), Hennef
- EPA (1993) 40 CFR Part 503 Part 1: Use or Disposal of Sewage Sludge Biosolids, Part II: Land Application of Biosolids, Part III: Surface Disposal of Biosolids, Part IV: Incineration of Biosolids. EPA, Washington D.C.
- EWG (1986) 86/278/EWG Richtlinie des Europäischen Rates vom 12.06.1986 über den Schutz der Umwelt und insbesondere der Böden bei der Verwendung von Klärschlamm in der Landwirtschaft
- Fair, G. M. und Moore, E. W. (1937) Observations on the digestion of a sewage sludge over a wide range of temperatures. Sewage Works Journal, S.3
- Huang, Q., Chen, T. und Huang, Z. (2005) Ambient air temperature effects on the temperature of sewage sludge composting process. Journal of Environmental Sciences, Vol. 17, 6 S. 1004-1007
- Imhoff, K.-R. (1984) Die neue Schlammliste. In: Dokumentation und Schriftenreihe der ATV aus Wissenschaft und Praxis, Band 11: Schlammbehandlung und Schlammabeseitigung, S. 29-33
- Jordan, R. (2005) Vegetative Behandlung anaerob stabilisierter Klärschlämme. Dissertation, TU Braunschweig
- Kassner, W. (1980) Kosten der weitergehenden Klärschlammaufbereitung zu Verwertungsprodukten, Landwirtschaftliche Verwertung. In: Documentation EAS-Seminar Basel, Kap. 4.5, S. 1-12
- LAGA (1995) Merkblatt M 10: Qualitätskriterien und Anwendungsempfehlungen für Kompost. Müllhandbuch Kennziffer A6856, Lfg. 3/95
- Ludovice, M. (2007) Sludge Stabilization. In: C.V. Andreoli, M. von Sperling, F. Fernandes (Hrsg.) Biological Wastewater Treatment Series, Vol. 6, Sludge Treatment and Disposal. IWA Publishing London, S. 48-75
- Meyer, U. (1995) Vergleich der zentralen und dezentralen Kompostierung von Bioabfall. Müllhandbuch Kennziffer A5740, Lfg. 8/95
- Peschen, N., Matthes, B., Schuster, G. und Wolf, P. (1985) Hinweise zur Technik der Nachbehandlung von Klärschlamm mit Feinkalk. Bundesverband der Deutschen Kalkindustrie, Köln
- Pinto, M. T. (2007) Pathogen removal from sludge. In: C.V. Andreoli, M. von Sperling, F. Fernandes (Hrsg.) Biological Wastewater Treatment Series, Vol. 6, Sludge Treatment and Disposal. IWA Publishing London, S. 120-148
- Schreiber-Rothschild, R. (1980) Hygienische Untersuchungen bei der Kalkkonditionierung von Klärschlamm. Dissertation, Universität Hohenheim
- Strauch, D. und Schreiber-Rothschild, R. (1980) Mikrobiologische Untersuchungen zur Hygienisierung von Klärschlamm. 8. Mitteilung Bundesverband der Deutschen Kalkindustrie, Köln

- von Sperling, M. und Goncalves, R. F. (2007) Sludge Characteristics and Production. In: C.V. Andreoli, M. von Sperling, F. Fernandes (Hrsg.) Biological Wastewater Treatment Series, Vol. 6, Sludge Treatment and Disposal. IWA Publishing London, S. 4-30
- Wecker, A., Weber, N., Schirm, V., Philipp, W. und Böhm, R. (2003) Entwicklung einer sicheren Methode zur Bioabfallhygienisierung mit Kalk. WLB Wasser Luft Boden, 04/2003 S. 49-52
- WHO (2006) Guidelines on Safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater. Vol. 4: Excreta and Greywater use in Agriculture. WHO Press, Genf

# Kapitel 4

## Konzepte und Simulation



## 4 Konzepte und Simulation

### 4.1 Einleitung

*K.-U. Rudolph*

Entscheidungen zu konkurrierenden Technologien, Lösungskonzepten und Bauaufträgen für Kläranlagen werden wesentlich dadurch beeinflusst, mit welchen methodischen Ansätzen und Zahlen die Wirtschaftlichkeitsvergleichsrechnungen durchgeführt werden. Vom Prinzip her ist klar, dass neben den reinen Investitionskosten auch die laufenden Betriebskosten zu berücksichtigen sind, ggf. über die erste Kalkulationsperiode hinaus für die gesamte Lebensdauer der Anlage, einschließlich Abriss und Wiederherstellung des Ursprungszustandes (life cycle assessment).

In der Praxis lassen sich die theoretischen Anforderungen an eine umfassende und korrekte Wirtschaftlichkeitsvergleichsrechnung vielfach nur schwer erfüllen. Aufgrund von Budgetrestriktionen im Entwicklungsstadium (nicht nur) in Entwicklungsländern und aufgrund der zunehmenden Verrechtlichung von Vergabeverfahren kommt es auch bei gegenteiligen Absichten oft zu einer Fokussierung auf die submittierten Zahlen, d. h. der Preise für Bauwerke und maschinelle Ausrüstung. Weil qualitativ hochwertige, energieeffiziente und leistungsfähige Technologien bei dieser Betrachtung tendenziell schlechter abschneiden, werden häufig Technologien eingesetzt, die bei einer integrierten Betrachtung relativ unwirtschaftlich sind. Bekanntlich führt nur eine vorausschauende, umfassende Wirtschaftlichkeitsberechnung im Sinne einer LCA (Life Cycle Assessment, Lebenszyklusbetrachtung) zum wirtschaftlichsten Ergebnis. Weil derartige Berechnungen gerade in Ländern mit sich schnell ändernden Randbedingungen und starkem Wachstum schwierig sind, gibt es immer wieder die Tendenz, den kostenniedrigsten Investitionsangeboten den Vorzug zu geben. Um hier die Handlungsmöglichkeiten zu erweitern, werden im Kapitel 4.2 Hinweise für vereinfachte Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen gegeben, die sich auch in Entwicklungs- und Schwellenländern durchführen lassen.

Wirtschaftlichkeitsvergleiche werden zusätzlich dadurch erschwert, dass in der Praxis Technologiekombinationen bzw. Verfahrensketten in mehreren Ausbaustufen geplant und realisiert werden. Aufgrund der Komplexität der Reinigungsprozesse, auch im Hinblick auf die Ausbaustufen, sind Computer gestützte Simulationen unerlässlich (siehe Kapitel 4.3).

Dass Stufenausbaukonzepte und Verfahrenskombinationen in vielen Fällen die wirtschaftlichste Lösung darstellen, liegt auf der Hand: Anders als ein sofortiger Anlagenausbau auf die Endkapazität lassen sich hier durch spätere Modifikationen immer noch Korrekturen und Anpassungen an die tatsächlich eingetretene Entwicklung durchführen. Vor allem aber kann man mit kostengünstigen und betriebseinfachen Technologien anfangen, die dann stufenweise nicht nur in der Kapazität, sondern auch im Reinigungsgrad gesteigert werden (beispielsweise Abwasserteiche mit späterer Leistungssteigerung durch konventionelle Verfahren und UV-Desinfektion). Dies wird in Kapitel 4.4 gezeigt.

Wie unter Zusammenführung von Wirtschaftlichkeitskalkulationen und technischen Verfahrenssimulationen eine Gesamtbewertung modelliert werden kann, bis hin zur Visualisierung, wird in Kapitel 4.5 anhand einer Softwarelösung (Toolkit) gezeigt. Es gibt heute kaum noch einen Ort auf der Welt, wo Abwasseranlagen gebaut und betrieben werden, ohne dass nicht irgendwo ein Computer verfügbar wäre. Der Einsatz solcher computertechnischen Hilfsmittel (Toolkits), bis hin zur Visualisierung der Bewertung, kann die Kommunikation zwischen Wasserfachleuten und Entscheidungsträgern der Politik verbessern und damit einen Beitrag zur Realisierung angepasster Abwassertechnologien liefern.

## 4.2 Angepasste ökonomische Methoden

*K.-U. Rudolph und M. Harbach*

### 4.2.1 Begriffsklärung

In der Abwasserwirtschaft wird der Kostenbegriff nicht einheitlich verwendet. Die unterschiedliche Handhabung der einzelnen Kostenbegriffe führte bei manchen Diskussionen schon zu einem babylonischen Sprachgewirr. Bestes Beispiel sind die Betriebskosten, unter denen manche Planer ausschließlich diejenigen Kosten verstehen, die für den Betrieb einer Kläranlage anfallen: Fällungs- und Reinigungsmittel, Treibstoff für Generatoren etc. Andere wiederum bezeichnen sämtliche Kosten einer Kläranlage mit Betriebskosten, d. h. sie beziehen u. a. auch die Personalkosten und den Schuldendienst mit ein – eine Aufstellung, die Dritte eher als laufende jährliche Kosten bezeichnen würden. Um Begriffsklarheit zu schaffen werden im Folgenden die unterschiedlichen Kostenbegriffe erläutert.

Unter betriebswirtschaftlichen Kosten versteht man im Allgemeinen die Kosten, die zur Herstellung, zum Betrieb und zur Finanzierung einer Abwasseranlage erforderlich sind. In der betriebswirtschaftlichen Literatur werden diese Kosten als „bewerteter Verzehr von wirtschaftlichen Gütern materieller und immaterieller Art zur Erstellung und zum Absatz betrieblicher Güter (bzw. Leistungen) sowie zur Aufrechterhaltung der hierfür notwendigen Teilkapazitäten“ bezeichnet. Kosten sind somit unabhängig von Zahlungsströmen (Auszahlungen und Ausgaben) und lassen sich aus den in der Finanzbuchhaltung eines Unternehmens ermittelten Aufwendungen, unter Berücksichtigung von neutralen Aufwendungen, Zusatzkosten und Anderskosten, ermitteln.

Bezogen auf die Abwasserwirtschaft sind diese Kosten im Einzelnen (englische Fachbegriffe in Klammern):

- Herstellungskosten (production costs)  
Hierzu gehören auch: aktivierungsfähige Baunebenkosten wie Honorare für Planungsleistungen, Gutachten u. ä., Grundstückserwerb, Vorbereitung des Grundstücks, Anschluss an Strom, Wasser etc., Kosten für ökologische Ausgleichsmaßnahmen, sofern vorgeschrieben;
- Kapitalkosten (capital costs)  
Zinsen für aufgenommene Kredite, Abschreibungen;

- Laufende Kosten (annual costs)  
Löhne und Gehälter für Personal, Energiekosten, Materialkosten, Steuern, Beiträge und Versicherungen, Abwasserabgabe.

Von den betriebswirtschaftlichen Kosten können die gesamtwirtschaftlichen Kosten abgegrenzt werden. Unter diese Kosten (oder Nutzen) fallen Aufwendungen (oder Erträge), die im Zuge des Produktionsprozesses anfallen und nicht vom Verursacher selbst getragen werden, sondern auf Dritte oder auch auf die Gesellschaft als Ganzes überwältzt werden (in der Literatur auch als volkswirtschaftliche oder soziale Kosten bezeichnet). Diese Kostenfaktoren erscheinen nicht in der Erfolgsrechnung des Unternehmens (Gewinn- und Verlustrechnung). Beispiele für diese Kostenfaktoren sind z. B. Luft- und Wasserverunreinigung, der übermäßige Abbau von Bodenschätzen, die Vernichtung von Pflanzen und Lebewesen, aber auch Erscheinungen des wirtschaftlichen Wachstums wie überoptimale Betriebsgrößen und Monopolisierung mit ihren unerwünschten Nebenerscheinungen.

Im internationalen Projektmanagement sind CAPEX und OPEX häufig verwendete Begriffe zur Charakterisierung der Projektkosten (Rudolph, 2002). Die CAPEX (=Capital Expenditures) fassen dabei alle jährlichen Ausgaben zusammen, die für die (Re-) Finanzierung eines Projektes anfallen (Zinszahlungen, Abschreibungen). Die OPEX (= Operational Expenditures) umfassen die laufenden Ausgaben innerhalb eines Jahres, die nötig sind, um bspw. eine Kläranlage zu betreiben (also Löhne und Gehälter, Energiekosten, Fällmittel etc.).

Die Gesamtkosten der Abwasserentsorgung lassen sich grundsätzlich in Kapitalkosten und laufende jährliche Kosten einteilen. Da für die Aufgaben der Abwasserentsorgung beträchtliche Summen investiert werden müssen (Errichtung von Abwasserreinigungsanlagen und Kanalisationssystemen), entfällt auf die Kapitalkosten zumeist der größte Anteil (von 60 %,  $\pm$  15 %). In den meisten Ländern (außer Europa, USA, Japan etc.) dürfte der Kapitalkostenanteil aufgrund der meist geringeren Lohnkosten und Energiepreise noch sehr viel höher liegen. Allerdings sind die echten Kosten zumeist nicht unmittelbar sichtbar, weil Investitionen aus Entwicklungshilfe finanziert werden, nicht rückzahlbare Budgetmittel fließen, Quersubventionen vorliegen u. a. m.

Ähnlich dem Problem der unterschiedlichen Verwendung des Begriffes „Betriebskosten“ werden auch die Begriffe „Kosten“ und „Ausgaben“ (vor allem) von Technikern und von Ökonomen unterschiedlich verwendet, von manchen gar synonym.



Auch bei Projekt B summieren sich die Gesamtkosten zu 300 GE auf. Der Unterschied besteht jedoch darin, dass die einzelnen Ausgaben unterschiedlich ausfallen. So sind für das zweite Projekt viel höhere Anfangsinvestitionen fällig, während die Ausgaben für Wartung und Betrieb sehr gering sind.

Nun ist ferner noch zu beachten, dass Kosten nicht gleich Preise sind, d. h. die Kosten für das Gut X nicht immer mit dem Betrag übereinstimmen, der auf der Quittung abgedruckt ist. Grund hierfür sind Marktstörungen, die die öffentliche Hand hervorrufen kann – bspw. durch Zölle, Exportsteuern, Mehrwertsteuer und Subventionen. Hierzu zählen auch die steuerlichen Privilegien für öffentlich-rechtlich organisierte Abwasserentsorger.

Fehlallokationen, die durch diese Preisverzerrungen verursacht werden, sind politisch gewünscht (selbst in Industrienationen), um bestimmte gesellschaftliche Ziele (z. B. das Konsumverhalten) zu erreichen: Strom, der zu einem geringeren Preis angeboten wird (im Vergleich zu den Kosten, die für seine Herstellung anfallen), subventioniert implizit die Verbraucher. Sie können so mehr Strom konsumieren und erreichen einen höheren Lebensstandard. Diese implizite Subvention charakterisiert alle Infrastrukturgüter – Trink- und Abwasser, Verkehr, Transport etc.

#### 4.2.2 Kostenfunktionen und Einflussgrößen

Die üblicherweise (bspw. in Fachpublikationen) veröffentlichten Kostendaten von Kläranlagen beziehen sich auf Ganzjahreswerte, gelegentlich sogar mit Unterscheidung einzelner Kostenarten (Investitionskosten, Betriebskosten, Personalkosten etc.). Die Bilder Bild 4.1 bis Bild 4.6 geben verallgemeinerte Richtwerte für drei unterschiedliche Abwasserbehandlungsverfahren wieder (basierend auf Erfahrungswerten des Verbundvorhabens, Literaturrecherchen und internen Zahlen der Weltbank, ADB, KfW):

- Belebungsanlagen (activated sludge systems), schwarze Linie
- Tropfkörper (conventional trickling filters), gestrichelte Linie
- Teichanlagen (wastewater stabilisation ponds), graue Linie (bezogen auf die rechte Y-Achse).

Derartige Richtwerte, wie in den nachfolgenden Diagrammen visualisiert, berücksichtigen nicht die fallspezifischen Verhältnisse, die zu anderen Zahlen führen können. Die Diagramme sind deshalb als Kalkulationsgrundlage für konkrete Vorhaben ungeeignet. Sie zeigen gleichwohl die Tendenz und Relation auf und können bei der Voreinschätzung von Verfahrensalternativen dienen, bspw. für die Fragen:

- Wie hoch ist der Bedarf an Anfangsinvestitionen?
- Welcher Anteil der Investitionen muss importiert, welcher kann lokal erwirtschaftet werden?
- Wie sieht der ökologische Fußabdruck der Investition aus (Energieverbrauch)?

Es ist zu berücksichtigen, dass die Diagramme lediglich Richtwerte angeben. Lokale Besonderheiten und Wettbewerb (um den Markt) können die Kosten oder einen Wirtschaftlichkeitsvergleich stark beeinflussen. Zu nennen sind hier beispielsweise die Kosten für Bau oder Komponenten, die lokal hergestellt werden (vgl. Bild 4.3). In Gegenden mit hoher Arbeitslosigkeit kann es sozioökonomisch vorteilhaft sein, eine evtl. teurere Alternative mit hohem lokalem Wertschöpfungsanteil (insbesondere hohem manuellem Arbeitseinsatz während der Bauphase) zu wählen (vgl. Rudolph, 2001). Die Lohnkosten wären dann bei einer volkswirtschaftlich orientierten Kostenvergleichsrechnung differenziert zu betrachten.

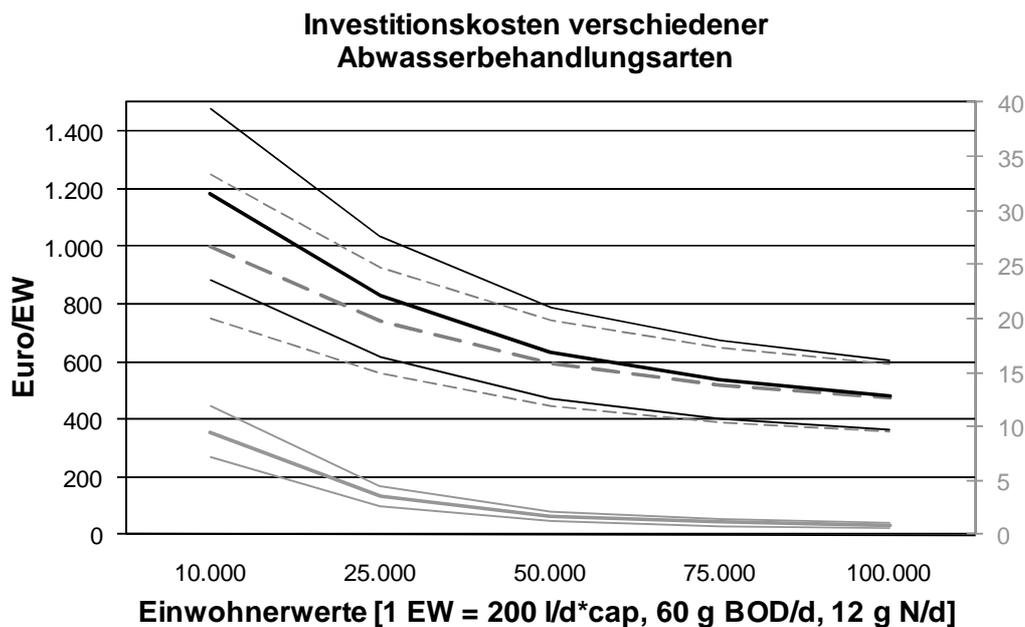


Bild 4.1: Investitionskosten pro Einwohner für Belebungsanlagen (schwarz), Tropfkörper (gestrichelt) und Teichanlagen (grau, bezogen auf die rechte Y-Achse). Dünne Linien geben eine Ober-/Untergrenze an ( $\pm 25\%$ ). Angaben sind Richtwerte und basieren auf internationalen Erfahrungswerten und Literaturrecherchen

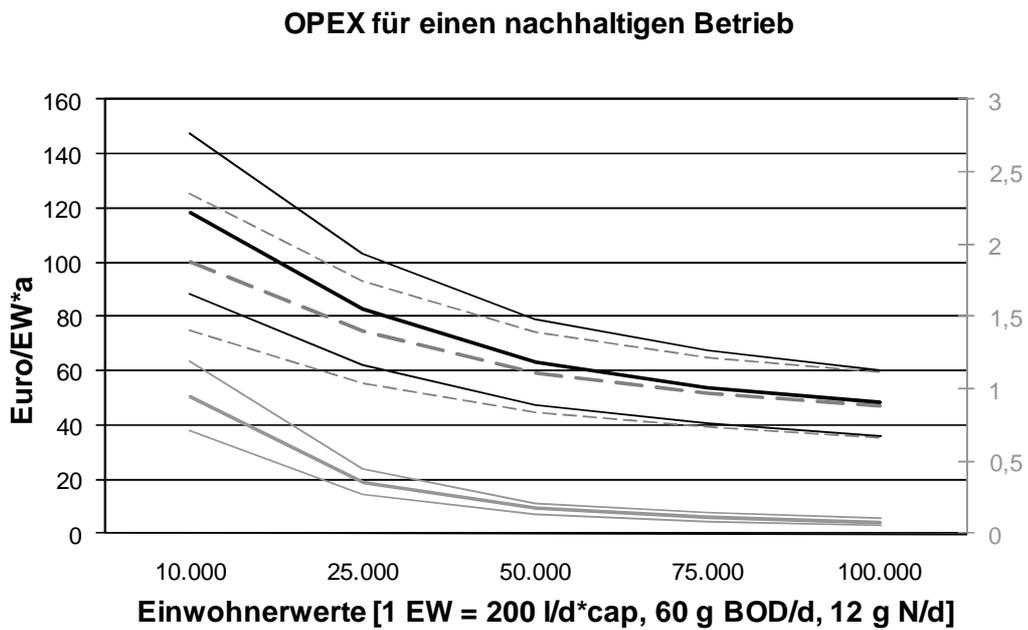


Bild 4.2: OPEX pro Einwohner und Jahr für den nachhaltigen Betrieb von Belebungsanlagen (schwarz), Tropfkörper (gestrichelt) und Teichanlagen (grau, bezogen auf die rechte Y-Achse). Dünne Linien geben eine Ober-/Untergrenze an ( $\pm 25\%$ ). Angaben sind Richtwerte und basieren auf internationalen Erfahrungswerten und Literaturrecherchen

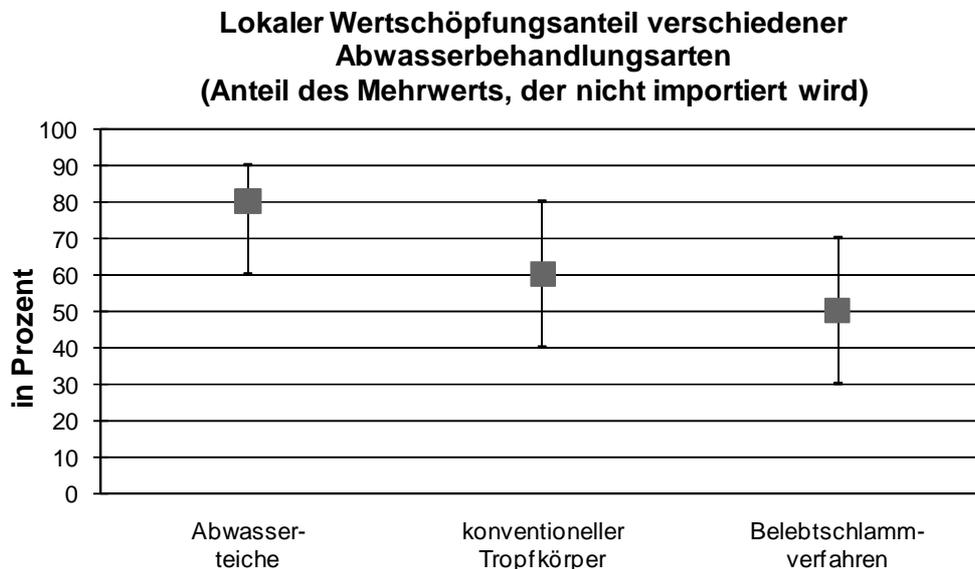


Bild 4.3: Prozentualer Anteil verschiedener Abwasserbehandlungsanlagen, der lokal erwirtschaftet werden kann (Dienstleistungen, Bau und Komponenten)

### Personalkosten verschiedener Abwasserbehandlungsarten

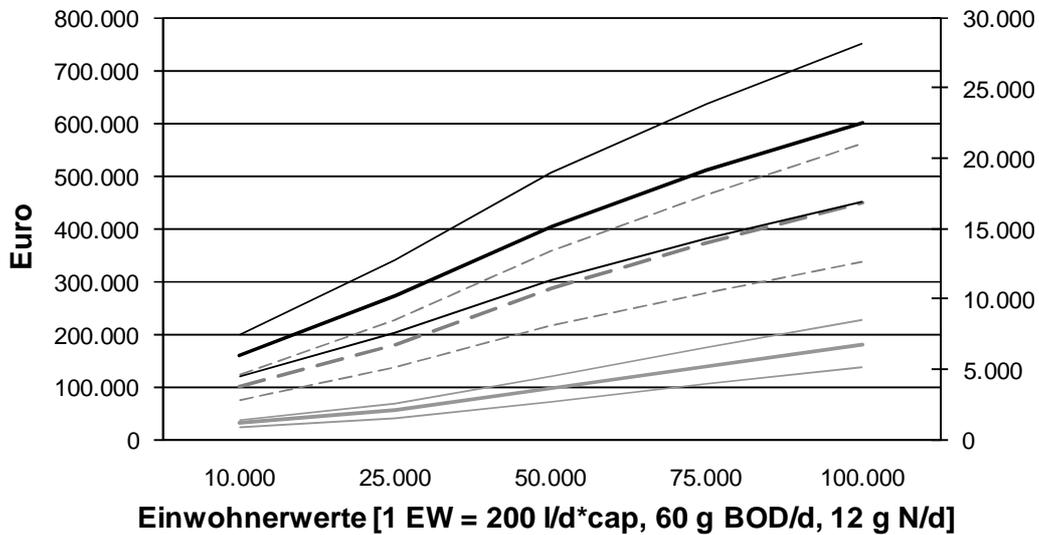


Bild 4.4: Personalkosten für Belebungsanlagen (schwarz), Tropfkörper (gestrichelt) und Teichanlagen (grau, bezogen auf die rechte Y-Achse). Dünne Linien geben eine Ober-/Untergrenze an ( $\pm 25\%$ ).

### Energieverbrauch verschiedener Abwasserbehandlungsarten

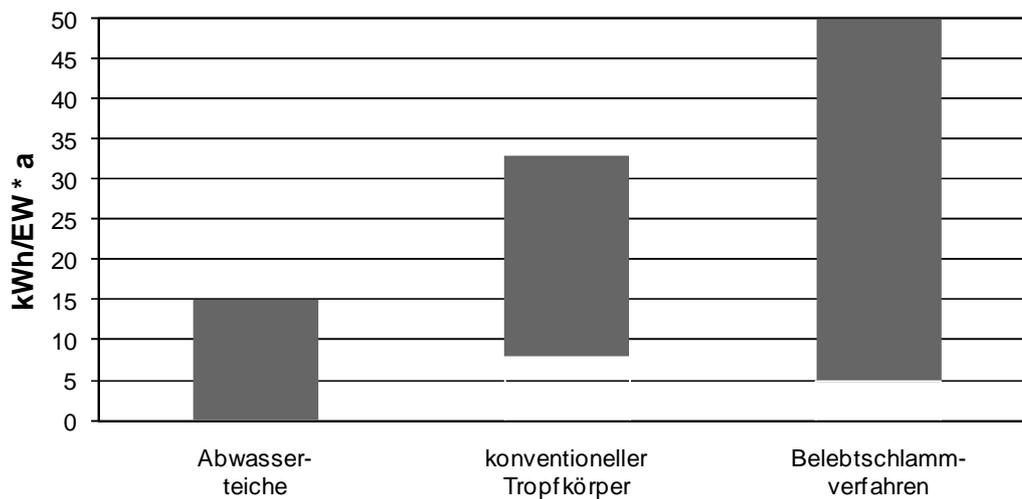


Bild 4.5: Energieverbrauch pro Einwohner und Jahr verschiedener Abwasserbehandlungsanlagen

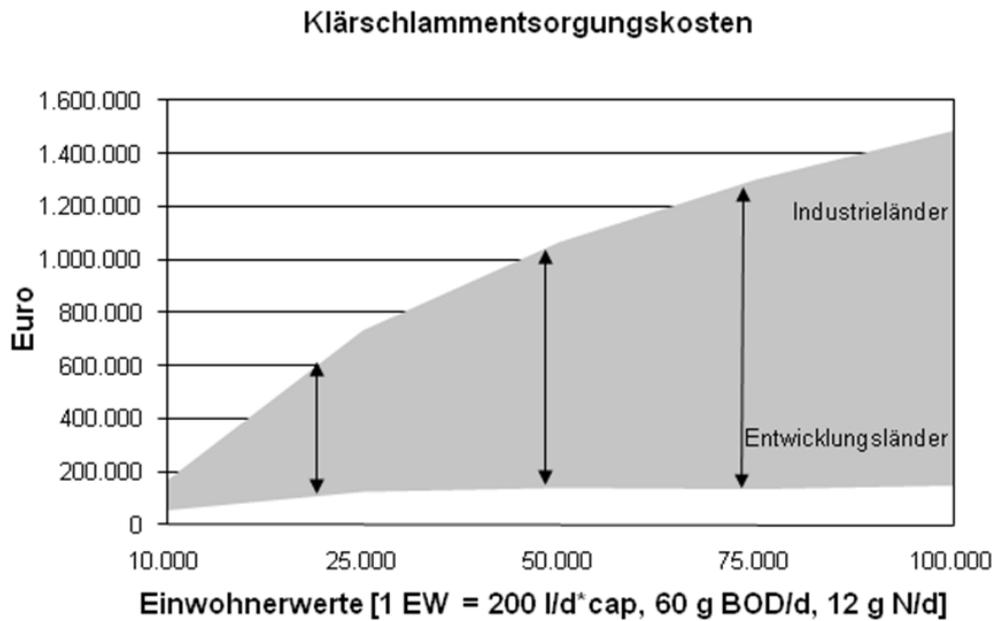


Bild 4.6: Klärschlamm Entsorgungskosten

Tabelle 4.3: Wirtschaftlichkeitsvergleich unter Berücksichtigung lokaler Kostenelemente

		Teich	Belebung	Δ
Erster Ansatz	Investition (Mio. EUR) inkl. lokaler Arbeitskosten und Landkauf	1,75	2,05	
	CAPEX (kEUR/a) 11 %	192	225	
	OPEX (kEUR/a) inkl. Energiekosten	115	164	
	<b>Gesamt (kEUR/a)</b>	<b>307</b>	<b>389</b>	<b>82</b>
Revidierte Version	Investition (Mio. EUR) gesonderte Berücksichtigung der lokalen Arbeitskosten	1,50	1,90	
	(hiervon Landkauf)	(0,95)	(0,20)	
	CAPEX (kEUR/a) 6 % Zinsen, abzgl. Darlehen Abschreibung: 0/3/10 %	72	170	
	OPEX (kEUR/a) gesonderte Berücksichtigung der loka- len Arbeitskosten u. der Energiekosten	110	226	
	<b>Gesamt (kEUR/a)</b>	<b>182</b>	<b>396</b>	<b>214</b>

Tabelle 4.3 (vgl. Rudolph et al., 2009) zeigt einen solchen volkswirtschaftlich orientierten Wirtschaftlichkeitsvergleich zweier alternativer Abwasserbehandlungsverfahren (Abwasserteich bzw. Belebungsverfahren). Unter Berücksichtigung der tatsächlichen lokalen Kosten (insbesondere der Arbeitskosten) nimmt der Kostenvorteil der Abwasserteichlösung deutlich zu.

### 4.2.3 Empfehlungen

Tabelle 4.4: Ausgewählte Komponenten der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Bezeichnung	Beschreibung
Laufende Kosten	Überschlägige Ermittlung mithilfe von Kostenkurven (s. Kapitel 4.2.2), Pauschalen für die Instandhaltung oder Verwaltungskosten, Berücksichtigung von lokalen Faktoren (Stundenlohn etc.)
Kapitalkosten	Überschlägige Ermittlung mithilfe der Annuitätenmethode für den Schuldendienst und linearer Abschreibungen (Investitionskosten dividiert durch die Projektlaufzeit)
Dynamische Gesteuerungskosten	Die dynamischen Gesteuerungskosten werden als durchschnittliche reale Ausgaben pro Nutzeinheit ( $m^3$ ) angegeben, d. h. sie ergeben sich aus dem Barwert der gesamten jährlichen Kosten geteilt durch den Barwert der erzeugten Nutzeinheiten.
Sensitivitätsanalyse	Untersuchung des Einflusses ausgewählter Parameter (Zinssatz, Abwassergebühr, Energiekosten etc.) auf die Wirtschaftlichkeit eines Projektes.
Zeithorizont	Bei mittel- bis langfristigen Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen sind Reinvestitionen, die Inflation sowie ggf. Wechselkursänderungen (betrifft importierte Ersatz- und Verschleißteile) zu berücksichtigen

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Abwassersektor sollten sich nicht nur auf den Vergleich der Investitionskosten verschiedener alternativer Verfahrenskonzepte beschränken, sondern die gesamte Projektlaufzeit beinhalten (life cycle assessment). Billigere Lösungen, die bei ganzheitlicher Betrachtung häufige und

hohe Reinvestitionen erfordern, verlieren so ihren vermeintlichen komparativen Kostenvorteil. Tabelle 4.4 stellt einige ausgewählte Komponenten dar, die zu einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung gehören (vgl. World Bank, 1996; Rudolph, 2007) und gibt Hinweise, wie diese berechnet oder berücksichtigt werden können. Abschließend ist darauf hinzuweisen, dass eine Unterscheidung in low-, mid- und high-tech Anlagen nicht zielführend ist. Besser ist die Suche nach lean-tech Lösungen, die angepasst an die örtlichen Gegebenheiten sind und auch schrittweise mit den Anforderungen mitwachsen können (Kapitel 4.4).

#### 4.2.4 Literatur

- ADB (1999) Handbook for the Economic Analysis of Water Supply Projects. Asian Development Bank
- Brouwer, R. und Pearce, D. (2005) Cost-Benefit Analysis and Water Resources Management. Edward Elgar
- Hutton, G. und Haller, L. (2004) Evaluation of the Costs and Benefits of Water and Sanitation Improvements at the Global Level. World Health Organization
- Rudolph, K.-U. (2001) Privates Management städtischer Infrastruktur: die unternehmerische Herausforderung. In: GTZ (Hrsg.), Kooperationen für Entwicklung – Die Wirtschaft als Partner, S.15, Eschborn
- Rudolph, K.-U. (2002) Economics in Water Technologies – Selected Issues in Cost Evaluation. In: Lecture for the BMBF “2<sup>nd</sup> Meeting of the IPSWAT Circle”, Bonn, 29.-31. Oktober 2002
- Rudolph, K.-U. (2007) The Role of Economic and Financial Tools for IWRM. Hanoi
- Rudolph, K.-U., Harbach, M. und Fuhrmann, T. (2009) Economic Criteria and Parameters to Evaluate Wastewater Pond Systems. Proceedings of the 8<sup>th</sup> IWA Specialists Group Conference on Waste Stabilization Ponds, Belo Horizonte, Brasilien, April 2009
- World Bank (1996) Handbook on Economic Analysis of Investment Operations. Washington D.C.

## 4.3 Angepasste Simulationsverfahren

### 4.3.1 Einleitung

*J. Alex, O. Kehl, M. Schlaak, F. Uhlenhut und M. Wichern*

Die dynamische Simulation ermöglicht die Darstellung der Zusammenhänge der biologischen Abwasserreinigung sowie das Verstehen und das Validieren von bestimmten Prozessen. Überlegungen, die auf stationären Bemessungen basieren, sind nicht geeignet, das dynamische Verhalten von Regelungen und Steuerungen vorherzusagen. Die dynamische Simulation bietet gegenüber der stationären Auslegung folgende Möglichkeiten:

- Systematische und vor allem zeitsparende Analyse von prinzipiell geeigneten Regelungsvarianten (aber auch von Prozessvarianten), ohne eine tatsächliche Installation derselben
- Objektiver Vergleich und Analyse von Verfahrensvarianten unter definierten und identischen Lastbedingungen
- Planung und Optimierung von Steuerungen und Regelungen (signifikante Energieeinsparung durch geeignetes Regelungskonzept, in Beispielen mehr als 10 %)
- Analyse des Verhaltens für künftige und seltene Lastsituationen und das Einstellen sehr langsamer Regelkreise (Zeitkonstante im Wochenbereich)
- Entwicklung von Ausbaukonzepten (Stufenlösungen)
- Beurteilung kritischer Belastungsfälle und Betriebszustände
- Detaillierte Betrachtung der zugrunde gelegten Sicherheiten
- Unterstützung der maschinentechnischen Auslegung
- Prognosesimulation (Unterstützung der Betriebsführung, Frühwarnsystem)
- Nutzung für Aus- und Fortbildung („Trainingssimulator“)

Die Ergebnisse zur Nutzung der dynamischen Simulation sind prinzipiell unabhängig von der verwendeten Simulationssoftware nutzbar. Die konkreten Entwicklungen (Modellblöcke, Testimplementierungen, Lastfallbibliotheken) wurden mit dem in Deutschland am häufigsten eingesetzten System SIMBA<sup>®</sup> realisiert. Dieses Simulationssystem beinhaltet bereits die Modellansätze der IWA (ASM1, ASM2, ASM2d, ASM3, ADM1). Der Modellansatz FUKA kann über den in SIMBA<sup>®</sup> verfügbaren Modelleditor als benutzerdefiniertes Modell implementiert werden (Kapitel 4.3.5).

### 4.3.2 Simulation von Belebungsanlagen mit dem Ansatz ASM3

*J. Alex*

#### 4.3.2.1 Vereinfachte Simulation

Um den Umgang mit der dynamischen Simulation in Situationen

- mit nur spärlicher Datengrundlage
- mit limitiertem Bearbeitungsaufwand (z. B. Angebotsphase)

drastisch zu vereinfachen, wurden folgende Beiträge erarbeitet. Zum einen wurden Methoden entwickelt, um aus einfachen Kenngrößen realistische, dynamische Zulaufmuster abzuleiten. Zum anderen wurde an der Festlegung geeigneter Modellparameter für qualitative Simulationsstudien gearbeitet.

Die Durchführung einer aufwendigen Messkampagne (z. B. mindestens 14 Tage, Erfassung von Zu- und Ablauf mit 2-h-Mischproben) gilt bisher als nahezu zwingende Voraussetzung für den Einsatz der dynamischen Simulation bei Planungs- und Optimierungsaufgaben. Daraus könnte geschlossen werden, dass die Simulation bei Neubau nicht genutzt werden kann, da ja keine Ablaufwerte gemessen werden können, und dass für Erweiterungsplanungen existierender Anlagen der Einsatz der Simulation nur mit hohem zusätzlichem Messaufwand möglich ist. Gerade für die Errichtung von Kläranlagen in Schwellen- und Entwicklungsländern kann nicht davon ausgegangen werden, dass Altanlagen existieren oder ein hoher zusätzlicher Messaufwand betrieben werden kann. Dennoch kann die dynamische Simulation beim Akquirieren und der Planung sinnvoll eingesetzt werden.

Um in diesem Anwendungsszenario mit der Simulation zu arbeiten, sind sinnvolle Standardannahmen für die Zulaufkomposition und die Parameter des biologischen Modells erforderlich, die darüber hinaus konsistent zu den Annahmen bei einer konventionellen stationären Bemessung sein müssen. Die hier beschriebene Methodik wurde koordiniert und teilweise innerhalb der Arbeit der Hochschul-Simulations-Gruppe entwickelt (z. B. Spering et al. 2008).

#### 4.3.2.2 Bereitstellung eines typischen Tagesgangs

Als wichtiger Bestandteil von Standardszenarien muss die Bereitstellung typischer Muster periodischer Zuläufe (Tagesgang, Wochengang) angesehen werden. Realistischerweise werden für die Planung neuer bzw. die Ertüchtigung existierender Kläranlagen nur Stichproben bzw. Mischproben des Zulaufes bereitstehen.

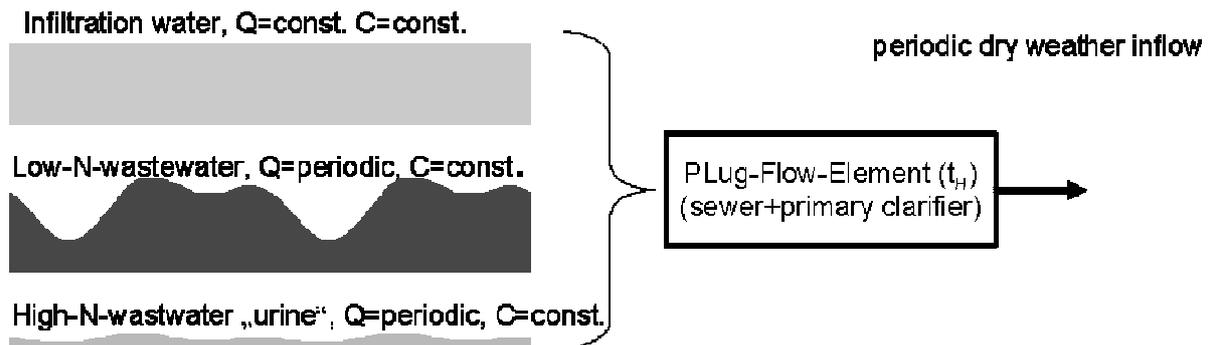


Bild 4.7: Modell Zusammensetzung Trockenwetterzufluss

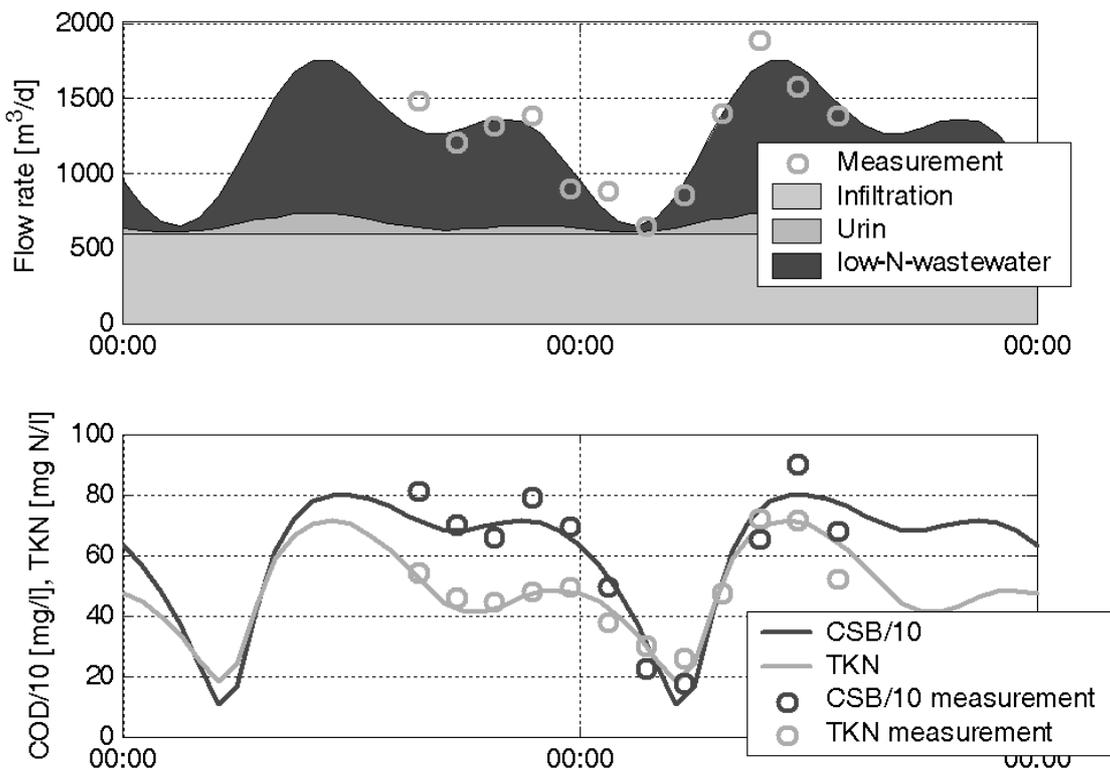


Bild 4.8: Zusammensetzung und Konzentrationsverläufe von Abwasser bei Trockenwetter (Tagesganglinie)

Detaillierte Aussagen über Tagesgänge von Konzentrationen können nicht erwartet werden. Für einen erfolgreichen Einsatz der dynamischen Simulation zum Vergleich von Szenarien werden aber realistische und ortstypische Verläufe der relevanten Konzentrationen benötigt. Zur Lösung dieses Problems wurde eine Methode zur Ableitung synthetischer Tagesgänge entwickelt. Es wird angenommen, dass sich kommunales Abwasser aus vier Quellen zusammensetzt:

- Fremdwasser (CSB niedrig, TKN niedrig, P mittel, Q ca. 30 %)
- Häusliches Schmutzwasser (ohne Urin) (CSB mittel, TKN mittel, P mittel, Q ca. 63 %)
- N-haltiges Abwasser (Urin) (CSB mittel, TKN sehr hoch, P mittel, Q ca. 7 %) und
- Regenwasser

Jeder dieser Bestandteile wird vereinfachend als konstant zusammengesetzt betrachtet. Lediglich der Volumenstrom wird als veränderlich angenommen (Siehe Bild 4.7).

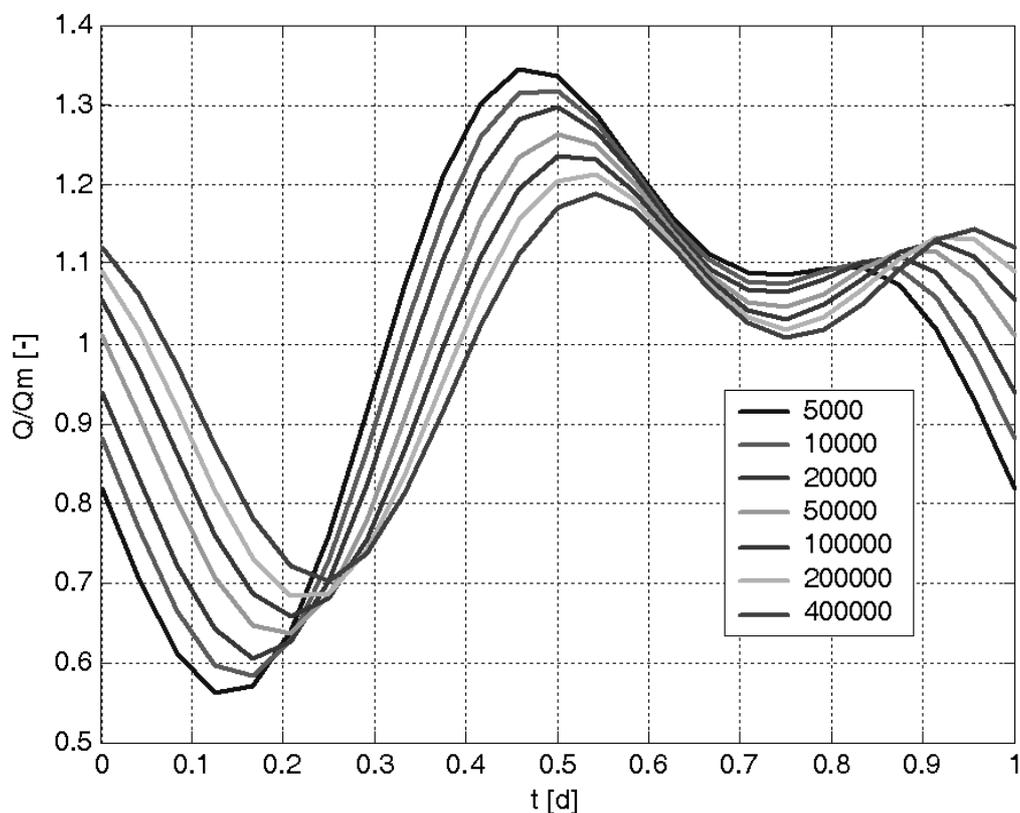


Bild 4.9: Typische Trockenwetterverläufe als Funktion der Einwohnergleichwerte

Mit diesen Maßnahmen lassen sich reale Trockenwetterverläufe bezüglich Volumenstrom und Konzentrationsverläufe sehr gut reproduzieren. In Bild 4.8 ist ein Beispiel für einen synthetischen und einen gemessenen Tagesgang dargestellt.

Mit der Analyse einer größeren Anzahl von Trockenwettertagesgängen (ca. 50) konnten Zusammenhänge zwischen Anlagengröße und Formfaktoren ermittelt werden.

Es werden damit nur folgende Grunddaten benötigt, um eine Simulation sinnvoll durchführen zu können:

- Tägliche Zulaufmenge (Trockenwetter) in  $\text{m}^3/\text{d}$
- Zusammensetzung des Abwassers ( $\text{CSB}_{\text{O}_2}$  in  $\text{mg/l}$ ;  $\text{TKN}_{\text{N}}$  in  $\text{mg/l}$ ;  $\text{TP}_{\text{P}}$  in  $\text{mg/l}$ ; jeweils aus Tagesmischprobe bestimmt)

Auf der Basis dieser Angaben lässt sich mit dem in SIMBA<sup>®</sup> enthaltenen Funktionsblock „DryWeather“ ein synthetischer Tagesgang erzeugen.

#### 4.3.2.3 Standardparameter, Zulauffraktionierung und Lastszenarien

Es werden Modellparameter für das ASM3 definiert, die in folgenden Punkten konsistent zu den Annahmen der Bemessung nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) (CSB Ansatz) sind:

- Schlammproduktion
- Sauerstoffbedarf
- Erforderliches Schlammalter Nitrifikation und
- Denitrifikationskapazität.

Für den schnellen und aussagekräftigen Test von vorgeschlagenen Verfahrensvarianten wird eine Bibliothek von Test-Lastszenarien bereitgestellt.

Als wichtigste Komponente wurde die Methode zur Erzeugung synthetischer Tagesgänge im Block DryWeather implementiert. Mit den Blöcken relativeLoadPulse und absoluteLoadPulse können zusätzliche pulsförmige Belastungen erzeugt werden. Der Block Week moduliert einen Wochengang und der Block MaxRain erzeugt einen Maximalregen. Der Block PlugFlow simuliert einen konzeptionellen Propfenströmungsreaktor zur Abbildung von Abwasser-Speicherbauwerken im Kläranlagenzulauf. Mit dem Block HSG\_Cycle wird ein Test-Zyklus realisiert, mit dem schnell die Funktion einer Anlage getestet werden kann. Der HSG\_Cycle Block modifiziert den Trockenwettertagesgang, bzw. einen Trockenwetterwochengang zu einem siebenwöchigen Testzyklus (Tabelle 4.5).

Die beschriebenen Funktionen sind in der aktuellen Version 6.1 von SIMBA integriert.

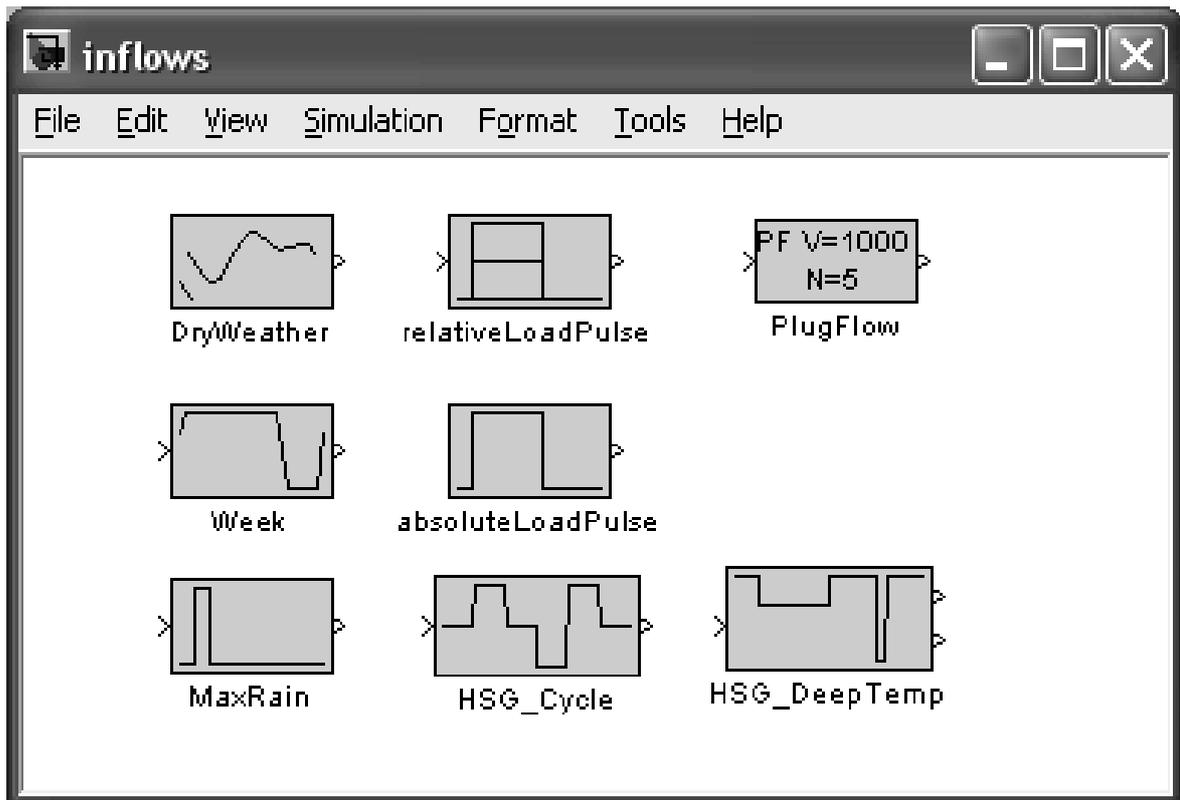


Bild 4.10: Blockbibliothek mit Standard-Lastfällen

Tabelle 4.5: Sommer-Testzyklus

Phase	Conditions	Purpose
1 Average load	Average load e. g. as defined in DWA-A198, Summer temperature (eg. 20 °C), 7 days	Typical operational conditions (for design) Typical sludge production, typical oxygen demand
2 Maximum load	Maximum weakly load or 85 % percentile loads as in DWA-A 198, 7 days	Maximum oxygen demand Extreme operational settings
3 Average load	7 days	Transient phase
4 Minimum load	Minimum weakly load or 15 % percentile loads as in DWA-A 198, 7 days	Minimum for VD/V Extreme operational settings
5 Maximum load	Maximum weakly load or 85 % percentile loads as in DWA-A 198, 7 days	Fast load change, Adaption rate nitrification
6 Average load	7 days	Final phase, equal to start phase

### 4.3.3 Simulation von Belebungs-, Anaerob- und Teichanlagen mit dem Ansatz ASM und ADM

*M. Lübken, O. Kehl und M. Wichern*

#### 4.3.3.1 Simulation von Belebungsanlagen

Für die Simulation von Belebungsanlagen haben sich die Belebtschlammmodelle der International Water Association (IWA) als Standard etabliert (ASM1 & ASM3). Detaillierte Hinweise zum Vorgehen der Kalibrierung mit dem ASM1 (Henze et al., 2000) werden von Hulsbeek et al. (2002) gegeben. Erfahrungen mit dem aktuellen ASM3 (Gujer et al., 1999) sind in Wichern (2008) dokumentiert.

#### Zulauffraktionierung

Organische Inhaltsstoffe des Zulaufs werden für die ASM-Modelle als leicht ( $S_S$ ) und schwer ( $X_S$ ) abbaubar, gelöst ( $S_I$ ) und partikulär ( $X_I$ ) inert sowie als heterotrophe Biomasse ( $X_H$ ) betrachtet. Der Anteil dieser Fraktionen am Gesamt-CSB kann dabei nur in einem relativen breiten Bereich vorgegeben werden. Typische Wertebereiche, die für die Zulauffraktionierung genutzt werden können, sind in Tabelle 4.6 vorgegeben.

Tabelle 4.6: Empfohlener Wertebereich für die CSB-Fraktionierung in % vom  $CSB_{\text{hom}}$  im Zulauf zum Belebungsbecken

Anlage	$S_S$ in %	$X_S$ in %	$X_I$ in %	$X_H$ in %	$S_I$ in %	$t_{TS}$ in d
Koblenz	9,5	61,5	10	16	3	10,4-11,6
Neumünster	19	48	10	15	8	17
Lage	17	45	12	19	7	38
Gümmerwald	19	55	12	10	4	15,5
Hildesheim hochbel.	16	49	15	9	11	11
Hildesheim schwachbel.	17	54	13	9	7	38
Duderstadt	20	63	10	14	3	25
Bochum	7	75	10	-	8	9,5
Düsseldorf	14	54	11	13	8	10,1 / 5,4
Wertebereich	9,5-20	45-63	10-15	10-16	3-11	5,4-38

Der empfohlene Wertebereich wurde für deutsches Abwasser hergeleitet. Es ergeben sich Übereinstimmungen mit Literaturdaten zur Simulation für ausländisches Abwasser. So liegt der leicht abbaubare CSB für türkisches Abwasser nach Gokcay und Sin (2004) bei 10-32 % des homogenisierten CSB und der schwer abbaubare CSB bei 40 %. Nach Cho et al. (2004) liegt der leicht abbaubare CSB bei 20 % und der schwer abbaubare CSB bei 65 % des homogenisierten CSB für Abwasserverhältnisse in Süd-Korea. Generell ist zu empfehlen, die genannten Wertebereiche durch präzise Messungen vor Ort für das spezielle Abwasser zu konkretisieren.

### **Modellkalibrierung**

Tabelle 4.7 enthält empfohlene Werte für stöchiometrische und kinetische Parameter, die zur Kalibrierung des ASM3 verwendet werden können. Basis für die verwendeten Parameter sind Veröffentlichungen von Koch et al. (2000) für das ASM3 und Rieger et al. (2001) für das EAWAG-BioP-Modul.

Für die maximale Wachstumsrate der Nitrifikanten wird eine große Spannbreite vorgeschlagen ( $\mu_N = 1,0-1,7$  1/d). Diese liegt jedoch innerhalb der Grenzen wie von Koch et al. (2000) und Rieger et al. (2001) vorgegeben. Beide Autoren vermuten, dass der stark schwankende Wertebereich durch ein verschieden stark ausgeprägtes Biofilmwachstum auf Belebungsanlagen hervorgerufen wird. Die Kalibrierung des Stickstoffumsatzes im Modell sollte daher zuerst anhand dieses Parameters erfolgen.

### **Bemessung**

Eine Bemessung nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) kann für Belebungsanlagen bei 30 °C weiter abgesichert werden, wenn das Funktionieren der Anlage anhand der dynamischen Berechnung kritischer Lastfälle mit einem kalibrierten Modell (ASM1, ASM3) sichergestellt werden kann. Eine Auswahl von Lastfällen, die bei der Auslegung von Belebungsanlagen kritisch sind, wird von Alex et al. (2008) vorgegeben. Genaue Zulaufbelastungen bzw. Randbedingungen sind des Weiteren in Lübken et al. (2009) festgehalten.

Auch für die Bemessung der aeroben Abwasserreinigung bei hohen Temperaturen über 20 °C ist die Nitrifikation zu überprüfen. Ein für die Nitrifikation sehr kritischer Lastfall ist die maximale CSB-Bemessungsfracht verbunden mit kurzfristig auftretenden geringeren Temperaturen von 10-20 °C.

Tabelle 4.7: Empfohlene Werte für kinetische und stöchiometrische Größen im Vergleich mit den veröffentlichten Werten von Koch et al. (2000) und Rieger et al. (2001) für das ASM3 in Verbindung mit dem EAWAG-BioP-Modul

Parameter	Einheit	ASM3 Empfohlen	ASM3 Standard	Beschreibung kinetischer Parameter
Hydrolyse				
$k_H$	1/d	9,0/0,04	9,0/0,04	Hydrolyserate
$K_X$	-	1,0	1,0	Halbsättigungskonzentration Hydrolyse
Heterotrophe Organismen				
$k_{STO}$	1/d	12,5/0,07	12,5/0,07	Aerobe Speicherrate
$\eta_{NO,H}$	-	0,8	0,8 <sup>1)</sup> (0,5 <sup>2)</sup> )	Anoxische Abminderung für Wachstum / Speicherung
$K_{O,H}$	$g_{O_2}/m^3$	0,2-0,5	0,2	Halbsättigungskonzentration für $S_O$
$K_{NO,H}$	$g_N/m^3$	0,5	0,5	Halbsättigungskonzentration für $S_{NO}$
$K_{SS,H}$	$g_{CSB}/m^3$	10,0	10,0	Halbsättigungskonzentration für $S_S$
$K_{STO}$	-	0,10	0,10	Halbsättigungskonz. für Speicherung
$\mu_H$	1/d	3,0/0,07	3,0/0,07	Max. aerobe Wachstumsrate
$K_{NH,H}$	$g_N/m^3$	0,01	0,01	Halbsättigungskonzentration für $S_{NH}$
$K_{PO_4,H}$	$g_P/m^3$	0,011	0,011 <sup>a</sup>	Halbsättigungskonzentration für $S_{PO_4}$
$K_{HCO,H}$	$mol/m^3$	0,1	0,1	Halbsättigungskonzentration für $S_{HCO}$
$b_H$	1/d	0,3/0,07	0,3/0,07	Max. endogene Atmungsrate
$b_{STO}$	1/d	0,3/0,07	0,3/0,07	Atmungsrate für $X_{STO}$
$\eta_{NO,end,H}$	-	0,33-0,5	0,33 <sup>1)</sup> (0,5 <sup>2)</sup> )	Anoxische Abminderung end. Atmung
$Y_{STO,O_2}$	$g_{CSB}/g_{CSB}$	0,80	0,80	Aerober Ertragskoeff. der Speicherstoffe
$Y_{STO,NO}$	$g_{CSB}/g_{CSB}$	0,70	0,70	Anox. Ertragsk. der Speicherstoffe
$Y_{H,O_2}$	$g_{CSB}/g_{CSB}$	0,80	0,80	Aerober Ertragskoeff. der het. Biomasse
$Y_{H,NO}$	$g_{CSB}/g_{CSB}$	0,65	0,65	Anoxischer Ertragsk. der het. Biomasse
Autotrophe Organismen				
$\mu_N$	1/d	0,7-	0,9-	Max. aerobe Wachstumsrate
$b_N$	1/d	0,2-	0,2/0,105	Max. endogene Atmungsrate
$K_{NH,N}$	$g_N/m^3$	0,5-1,0	1,0	Halbsättigungskonzentration für $S_{NH}$
$K_{O,N}$	$g_{O_2}/m^3$	0,5	0,5	Halbsättigungskonzentration für $S_O$
$K_{HCO,N}$	$mol/m^3$	0,5	0,5	Halbsättigungskonzentration für $S_{HCO}$
$K_{PO_4,N}$	$g_P/m^3$	0,01	0,01 <sup>1)</sup>	Halbsättigungskonzentration für $S_{PO_4}$
$\eta_{NO,end,N}$	-	0,50	0,50	Anox. Abminderung für endog. Atmung
$Y_N$	$g_{CSB}/g_N$	0,24	0,24	Ertragskoeffizient der aut. Biomasse
Sonstiges				
$f_{XI}$	$g_{CSB}/g_{CSB}$	0,2	0,2	Produktion von $X_I$ nach endogener At-
$i_{NSI}$	$g_N/g_{CSB}$	0,01	0,01	Stickstoffgehalt von $S_I$
$i_{NSS}$	$g_N/g_{CSB}$	0,03-0,04	0,03	Stickstoffgehalt von $S_S$
$i_{NXI}$	$g_N/g_{CSB}$	0,035-0,04	0,04	Stickstoffgehalt von $X_I$
$i_{NXS}$	$g_N/g_{CSB}$	0,03-0,04	0,03	Stickstoffgehalt von $X_S$
$i_{NBM}$	$g_N/g_{CSB}$	0,07	0,07	Stickstoffgehalt der Biomasse

<sup>1)</sup> Werte gemäß Kalibrierung des ASM3 in Verbindung mit dem EAWAG-BioP-Modul (Rieger et al., 2001)

<sup>2)</sup> Werte nach Kalibrierung des ASM3 (nur Stickstoffelimination, Koch et al., 2000)

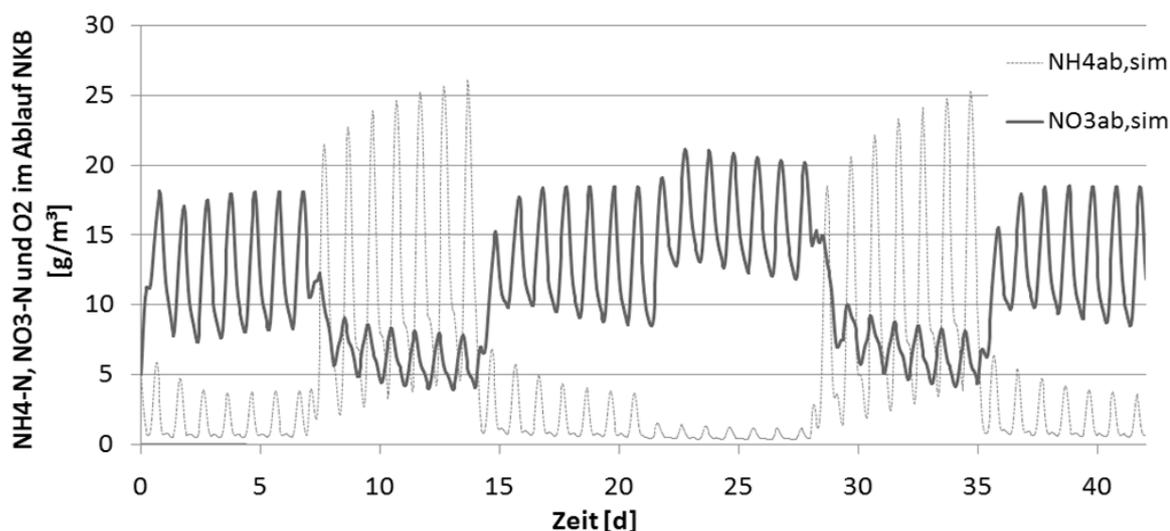


Bild 4.11: Beispielhafte Ergebnisse der Szenariosimulation mit dem ASM3 für eine mit dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) auf 20 °C bemessene Belebungsanlage

Das beispielhafte Simulationsszenario macht sehr deutlich, dass es besonders in der zweiten und fünften Woche des Simulationszeitraums zu einem erheblichen Anstieg der Ammoniumstickstoffkonzentrationen kommt. Die zweite und fünfte Woche sind durch eine maximale Kohlenstoffbelastung bei gleichbleibender Temperatur von 20 °C gekennzeichnet. Das Problem verschärft sich bei Lastfällen mit geringeren Temperaturen.

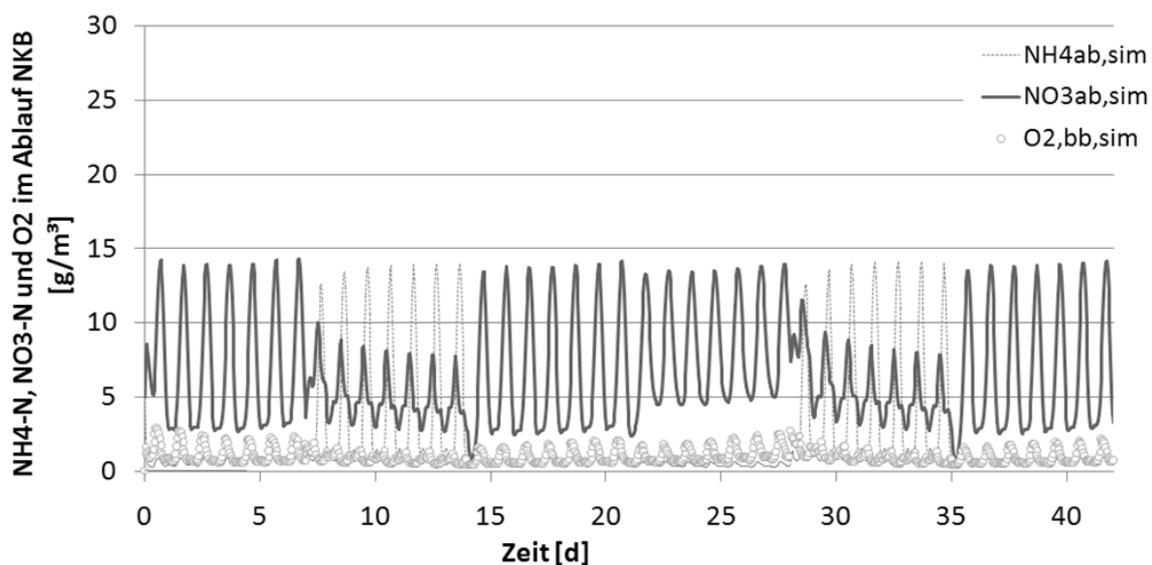


Bild 4.12: Beispielhafte Ergebnisse der Szenariosimulation mit dem ASM3 für eine mit dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) auf 20 °C bemessene Belebungsanlage (Lastfall 30 °C)

Die Belüfterleistung einer auf 20 °C bemessenen Anlage kann bei einer kurzfristig erhöhten Sommertemperatur von 30 °C und der maximalen CSB-Bemessungsfracht überprüft werden.

Im Sommer kommt es bei gleichbleibender Belebtschlammkonzentration zu einem Anstieg des Sauerstoffbedarfs und zu einem Abfall der Überschussschlammproduktion. Ursache ist, dass infolge erhöhter Sterberaten der Biomasse mehr Schlamm gezehrt wird. Dies führt seitens der biologischen Prozesse zu einem weitergehenden Substratabbau und verringerten BSB-Ablaufkonzentrationen. Trotz maximaler Leistung der Belüfter werden im Nitrifikationsbecken für den Beispiellastfall nur minimale Sauerstoffkonzentrationen von 0,4 g/m<sup>3</sup> erreicht. Die Ammoniumstickstoffkonzentrationen steigen erheblich an.

Für die Bemessung ergibt sich zusammenfassend Folgendes

- Simulationsrechnungen können die Bemessung verfeinern und erlauben es, Auswirkungen dynamischer Belastungen besonders bei Anlagen, die für hohe Temperaturen über 20 °C nach deutschen Bemessungsansätzen ausgelegt wurden, besser einzuschätzen.
- Liegen wie in den verwendeten Szenariolastfällen (Alex et al., 2008) stark schwankende, dynamische Zulaufbelastungen vor und besonders dann, wenn Ablaufwerte anhand von Stichproben oder anhand der qualifizierten Stichprobe nachgewiesen werden müssen, ist zu überprüfen, ob die bemessenen Volumen und Belüfter zu klein werden. Werden nach üblichen Bemessungsansätzen Belebungsanlagen bei hohen Temperaturen von über 20 °C dimensioniert, ist zu überprüfen, inwieweit Spitzenbelastungen ausreichend abgebaut werden können. In diesem Fall sollten zusätzliche Sicherheiten eingeplant werden. Kritisch für Belebungsanlagen sind Winterlastfälle mit hoher CSB-Belastung für die Nitrifikation und Sommerlastfälle mit hoher CSB-Belastung für die Belüfterauslegung. Genaue Ergebnisse finden sich für unterschiedliche Szenarien in Lübken et al. (2009). Zur Veranschaulichung sind nachfolgend Belebungsbeckenvolumina angegeben, die sich ergeben, wenn das Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 (ATV-DVWK, 2000) im Temperaturbereich von 10-20 °C angewendet und bis auf 30 °C extrapoliert wird: 10 °C: 110 l/EW; 20 °C: 43 l/EW; 30 °C: 16 l/EW.

#### 4.3.3.2 Simulation von Anaerobanlagen

Die Simulation der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung sollte mit dem Anaerobic Digestion Model No. 1 (ADM1, Batstone et al., 2002) durchgeführt wer-

den. Das Modell hat sich in den letzten Jahren als Standard etabliert, wodurch eine breite Erfahrungsbasis gegeben ist. Für die Modellanwendung wird empfohlen, die Arbeitsschritte Ermittlung der Zulauffraktionierung, Implementierung des Temperatureinflusses und Kalibrierung biochemischer Parameter zu unterscheiden.

### Zulauffraktionierung

Basierend auf dem Zulauf-CSB wird die Definition der Modellgrößen aus Tabelle 4.8 als wesentlich angesehen.

Tabelle 4.8: Empfohlene CSB Zulauffraktionierung für kommunales Abwasser bei Verwendung des ADM1

Parameter	Bezeichnung	Gleichung
$X_I$	Partikuläre inerte Bestandteile	$0,10 \cdot \text{CSB}_{\text{gesamt}}$
$S_I$	Gelöste inerte Bestandteile	$0,17 \cdot \text{CSB}_{\text{gelöst}}$
$S_{\text{ac}}$	Acetat	$0,14 \cdot \text{CSB}_{\text{gelöst}}$
$S_{\text{su}}$	Zucker	$(\text{CSB}_{\text{gelöst}} - S_{\text{ac}} - S_I) / 3$
$S_{\text{aa}}$	Aminosäuren	$(\text{CSB}_{\text{gelöst}} - S_{\text{ac}} - S_I) / 3$
$S_{\text{fa}}$	Fettsäuren	$(\text{CSB}_{\text{gelöst}} - S_{\text{ac}} - S_I) / 3$
$X_c$	Kompositmaterial	$\text{CSB}_{\text{gesamt}} - S_{\text{su}} - S_{\text{aa}} - S_{\text{fa}} - S_{\text{ac}} - S_I - X_I$

Obwohl das Modell bis zu 35 einzelne Stofffraktionen unterscheidet, lässt sich die Aufteilung des Zulauf-CSB auf 7 Modellkomponenten begrenzen. Die Bestimmungsgleichungen in Tabelle 4.8 führen zu einer typischen Zulauffraktionierung für kommunales Abwasser.

### Implementierung des Temperatureinflusses

Die kinetischen Parameter des ADM1 enthalten keine Temperaturabhängigkeiten. Die Simulation anaerober Reaktoren, die bei Umgebungstemperatur und somit stark schwankenden Temperaturniveaus betrieben werden, ist mit dem bestehenden Modellansatz ohne Modifikation nicht durchführbar.

Die geschwindigkeitslimitierenden Schritte für den anaeroben Abbau liegen in der Regel in der Hydrolyse und der methanogenen Substratumsatzleistung. Zur mathematischen Abbildung des anaeroben Stoffumsatzes bei niedrigeren Temperaturen ist es ausreichend, die Substrataufnahmerate der methanogenen Organismen

sowie die Desintegrationsrate des Modells um folgende Temperaturterme zu erweitern:

$$k_{m_{acT}} = k_{m_{ac}} \cdot 1,16^{(T-35)} \quad (4.1)$$

$$k_{m_{h_2T}} = k_{m_{h_2}} \cdot 1,16^{(T-35)} \quad (4.2)$$

mit:

- $k_{m_{acT}}$  : Temperaturabhängige Acetataufnahme in  $\text{kg}_{\text{CSB}} / (\text{kg}_{\text{CSB}} \cdot \text{d})$
- $k_{m_{ac}}$  : Acetataufnahmerate bei 35 °C in  $\text{kg}_{\text{CSB}} / (\text{kg}_{\text{CSB}} \cdot \text{d})$
- $k_{m_{h_2T}}$  : Temperaturabhängige Wasserstoffaufnahmerate  
in  $\text{kg}_{\text{CSB}} / (\text{kg}_{\text{CSB}} \cdot \text{d})$
- $k_{m_{h_2}}$  : Wasserstoffaufnahmerate bei 35 °C in  $\text{kg}_{\text{CSB}} / (\text{kg}_{\text{CSB}} \cdot \text{d})$
- T : Prozesstemperatur in °C

$$k_{disT} = k_{dis} \cdot 1,045^{(T-35)} \quad (4.3)$$

mit:

- $k_{disT}$  : Temperaturabhängige Disintegrationsrate in 1/d
- $k_{dis}$  : Disintegrationsrate bei 35 °C
- T : Prozesstemperatur in °C

### Modellkalibrierung

Der Standardparametersatz des ADM1 ist weitgehend geeignet, die anaerobe Behandlung von kommunalem Abwasser zu beschreiben. Die Implementierung der Temperaturterme ist als erster Schritt vor der Modellkalibrierung vorzunehmen. Zusätzliche Modifikationen am Standardparametersatz bieten sich für die kinetischen Parameter aus Tabelle 4.9 an.

Tabelle 4.9: Empfohlene Modifikation kinetischer Parameter

Parameter	Bezeichnung	Standard ADM1	Modifiziert ADM1	Einheit
$K_{S_{fa}}$	Halbsättigungskonz. Fettsäuren	0,40	0,10	$\text{kg}_{\text{CSB}}/\text{m}^3$
$K_{m_{ac}}$	Maximale Acetataufnahmerate	8	9,5	$\text{kg}_{\text{CSB}}/(\text{kg}_{\text{CSB}} \cdot \text{d})$
$K_{S_{ac}}$	Halbsättigungskonz. Acetat	0,15	0,05	$\text{kg}_{\text{CSB}}/\text{m}^3$

## Bemessung

Bei der anaeroben Kommunalabwasserreinigung verbleibt ein signifikanter Anteil des Zulauf-CSB als gelöstes Methan im Ablauf und begrenzt somit die Effizienz des Verfahrens. Die anaerobe Behandlung von kommunalem Abwasser ist auf eine maximale Abbaueffektivität begrenzt, die von der Versuchstemperatur, der Abwasserverschmutzung und der Abwasserzusammensetzung bestimmt wird. Die Tabelle 4.10 enthält Simulationsrechnungen zur Bestimmung des maximalen CSB-Abbaus (%) in Abhängigkeit von der Prozesstemperatur ( $^{\circ}\text{C}$ ) und der hydraulischen Aufenthaltszeit HRT (h). Der maximale CSB-Abbau wird unterschieden in einen gesamten Abbau ( $\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$ ) und einen effektiven Abbau ( $\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$ ). Der effektive CSB-Abbau berücksichtigt dabei die gelöste Methankonzentration im Reaktorablauf und ist somit immer niedriger als der gesamte CSB-Abbau. Der Sinn der Unterscheidung ist darin begründet, dass ein Teil des Zulauf-CSB mikrobiologisch zu gelöstem Methan umgewandelt wird, welches erst mit dem Ablauf über Ausgasen in die Atmosphäre entweicht.

Basierend auf den Simulationsrechnungen lassen sich folgende Schlussfolgerungen für die Bemessung formulieren:

- Ein hoher CSB-Abbau kann nur mit sehr hohen hydraulischen Aufenthaltszeiten erzielt werden. HRT ist der alleinige Bemessungsparameter, der das Reaktorvolumen bei der anaeroben Kommunalabwasserreinigung bestimmt (Bischofsberger et al., 2005; von Sperling und Chernicharo 2005). Die Wahl kürzerer hydraulischer Aufenthaltszeiten ist möglich bei hohen Abwassertemperaturen und hohen CSB-Zulaufkonzentrationen.
- Für die Berechnung des CSB-Abbaus sollte zwischen einem gesamten Abbau  $\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$  und einem effektiven Abbau  $\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$  unterschieden werden.  $\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$  berücksichtigt den gelösten Methananteil im Ablauf des Reaktors. Gelöstes Methan verlässt den Fermenter mit dem Ablauf und entgast anschließend in die Atmosphäre. Im Zuge der Klimaschutzdiskussion ist zu erwarten, dass für die Beurteilung des Verfahrens dieser Parameter stärkere Bedeutung erlangt. Simulationsergebnisse zeigen große Unterschiede zwischen  $\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$  und  $\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$  auf.

Tabelle 4.10: Maximaler CSB-Abbau (%) in Abhängigkeit von der Prozesstemperatur (°C), der hydraulischen Aufenthaltszeit HRT (h) und der Abwasserverschmutzung.

HRT (h)	T=15°C		T=20°C		T=25°C		T=30°C	
	$\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$	$\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$
CSB-Zulaufkonzentration = 400 mg/L								
2,5	3	0	5	0	22	3	27	9
5	8	0	30	10	38	19	41	23
10	19	0	43	24	48	29	50	31
15	32	12	48	28	52	33	53	35
25	41	20	52	32	55	36	56	38
40	44	24	53	34	56	37	57	39
CSB-Zulaufkonzentration = 800 mg/L								
2,5	6	0	18	9	36	26	39	29
5	11	1	43	32	47	37	49	39
10	38	28	51	41	54	44	55	45
15	47	36	55	45	57	47	57	48
25	52	42	58	48	59	50	60	51
40	55	45	59	50	61	51	61	52
CSB-Zulaufkonzentration = 1200 mg/L								
2,5	8	1	30	22	41	34	44	36
5	12	5	47	40	50	43	51	44
10	45	38	54	47	56	49	56	50
15	51	44	57	50	58	52	59	53
25	56	49	60	53	61	54	61	55
40	58	52	61	55	62	56	63	57

- Bei niedrigen Temperaturen und einer geringen CSB-Zulaufkonzentration wird die Effizienz des Verfahrens durch den gelösten Methananteil begrenzt. Bei Temperaturen  $< 15\text{ °C}$  kann eine CSB-Reduktion nur bei HRTs  $> 10\text{ h}$  erzielt werden. Bei kleineren HRTs wird  $\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$  gleich Null. Bei einem Reaktorbetrieb bei  $15\text{ °C}$  und  $\text{HRT} < 10\text{ h}$  erfolgt lediglich eine Umwandlung des Zulauf-CSB in gelöstes Methan, welches den Reaktor nur über die Flüssigphase verlässt. Erst CSB-Zulaufkonzentrationen ab  $1200\text{ mg/l}$  und HRTs  $> 25\text{ h}$  ermöglichen einen CSB-Abbau über  $50\%$  bei niedrigen Abwassertemperaturen. Mögliche Prozesshemmungen sollten bei niedrigen Abwassertemperaturen berücksichtigt werden. Als generelle Empfehlung gilt die Wahl hoher HRTs ( $> 25\text{ h}$ ) und somit großer Reaktorvolumina bei Abwassertemperaturen von  $15\text{ °C}$ .
- Abwassertemperaturen von  $30\text{ °C}$  ermöglichen einen CSB-Abbau  $\Delta\text{CSB}_{\text{tot}}$  von  $50\%$  bei CSB-Zulaufkonzentrationen von  $400\text{ mg/l}$  und bei HRTs von  $10\text{ h}$ . Es muss hier jedoch wieder beachtet werden, dass der effektive CSB-Abbau  $\Delta\text{CSB}_{\text{eff}}$  unter diesen Randbedingungen nur  $31\%$  beträgt. Ein effektiver CSB-Abbau größer  $50\%$  bei HRTs von  $10\text{ h}$  und einer Abwassertemperatur von  $30\text{ °C}$  wird erst bei einer CSB-Zulaufkonzentration von  $1200\text{ mg/l}$  erreicht.
- Bei niedrigen hydraulischen Aufenthaltszeiten bewirkt eine schrittweise Erhöhung der Betriebstemperatur einen größeren CSB-Abbaugrad im Vergleich zur schrittweisen Erhöhung der hydraulischen Aufenthaltszeit.

#### 4.3.3.3 Simulation von Teichanlagen

Zur Berechnung von Teichanlagen finden sich sowohl sehr einfache, als auch sehr komplexe stationäre Bemessungsansätze. Sie berücksichtigen die Verschaltung unterschiedlicher Teichtypen, machen aber auch Aussagen zum Abbau des Kohlenstoffes und der Nährstoffe. Erste Versuche, Teiche dynamisch zu simulieren erfolgten bereits in den 70er Jahren. Spätere Modellentwicklungen nutzten diese Ansätze und die damit erzielten Erfahrungen (Fritz et al., 1979; Colomer und Rico, 1992; Xiang-Hua et al., 1994; Kayombo et al., 1999; Mashauri und Kayombo, 2002; Banks et al., 2003; Beran und Kargi, 2005; Dochain et al., 2003; Soler et al., 2000; Senzia et al., 2002). Dennoch hat die dynamische Simulation von Teichanlagen international noch nicht den Entwicklungsstand erreicht, den es z. B. bei Belebungsanlagen bereits gibt. Mit den oben genannten Modellen existieren zwar vereinzelte Ansätze, aber es liegt noch keine Standardreferenz vor.

Die Modellierung der grundlegenden Prozesse in Teichen wurde in Anlehnung an die mathematische Beschreibung in bewährten Modellierungsansätzen für Belebungsanlagen und Anaerobreaktoren durchgeführt. Aufgrund der hohen Bedeu-

tung der Algenproduktion in den Fakultativteichen erfolgte zusätzlich die Einbindung eines geeigneten mathematischen Ansatzes zur Beschreibung der Algenprozesse. Die Ausbildung der Zonierung über die Teichtiefe, Sedimentationsprozesse und Durchmischungsvorgänge in den unterschiedlichen Teichtypen können über eine entsprechende hydraulische Verschaltung von Reaktoren modelliert werden, die auf den Prozessen des ASM3 und des ADM1 basieren, aber um für Teiche zusätzlich notwendige Prozesse ergänzt wurden (Lübken et al., 2009).

Sollen Teichanlagen dynamisch abgebildet werden, sind folgende Prozesse neben den in ASM3 und ADM1 implementierten Prozessen zu berücksichtigen:

### Biologische und chemische Prozesse

Wachstumsrate der Algen mit Ammoniumstickstoff:

$$k_{m_{alg}} \cdot \frac{S_{NO} + S_{NH}}{K_{N,ALG} + S_{NO} + S_{NH}} \cdot \frac{S_{NH}}{K_{NH,ALG} + S_{NH}} \cdot \frac{S_{NH}}{S_{NH} + K_{NH_{lim}}} \cdot \frac{S_{ALK}}{S_{ALK} + K_{ALK_{lim}}} \cdot I_{AV} \cdot X_{ALG} \quad (4.4)$$

Wachstumsrate der Algen mit Nitratstickstoff:

$$k_{m_{alg}} \cdot \frac{S_{NO} + S_{NH}}{K_{N,ALG} + S_{NO} + S_{NH}} \cdot \frac{K_{NH,ALG}}{K_{NH,ALG} + S_{NH}} \cdot \frac{S_{NO}}{S_{NO} + K_{NO_{lim}}} \cdot \frac{S_{ALK}}{S_{ALK} + K_{ALK_{lim}}} \cdot I_{AV} \cdot X_{ALG} \quad (4.5)$$

Die Lichtenergie, die für das Algenwachstum benötigt wird, wird aus der Beer-Lambert Formel in Abhängigkeit der Tiefe des Teiches berechnet:

$$I(z) = I(0)e^{-k_e z} \quad (4.6)$$

wobei 47% aus der gesamten Lichtintensität dem Wellenspektrum, das für die Photosynthese relevant ist, entsprechen (Chapra et al., 2005):

$$I(0) = 0,47 \cdot I_{Total} \quad (4.7)$$

Der Lichtabsorptionsfaktor sollte nach Jupsin et al. (2003) definiert werden:

$$K_e = 3,32 + 0,03 \cdot X_{TS} \quad (4.8)$$

Die Lichtabschwächung nach Steele ist ferner gegeben durch:

$$I_{AV} = \frac{I(z)}{K_I} e^{1 - \frac{I(z)}{K_I}} \quad (4.9)$$

Zu berücksichtigen ist zudem der Windeinfluss mit Wirkung auf den Sauerstoffeintrag. Auch Ammoniak- und Kohlendioxidaustauschprozesse zwischen Teichoberfläche und Atmosphäre sollten bei Abwasser, das in stärkerem Maße nicht kommunal ist, Berücksichtigung finden. Zur Berechnung der Ammoniakkonzentration aus dem gesamten anorganischen Stickstoff und der Kohlendioxidkonzentration aus dem anorganischen Kohlenstoff sind die Dissoziationsgleichgewichte unter Berücksichtigung des pH-Werts aufzustellen. Die dynamische pH-Wert-Bestimmung kann für die aeroben Prozesse im Teich analog zum ADM1 implementiert werden. Berücksichtigt werden sollten also vorrangig  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{H}^+$  und  $\text{OH}^-$  Ionen.

Der Gasaustauschprozess wird mit Hilfe der Konzentrationen im Teich ( $S_i$ ) und der Sättigungskonzentration in der Flüssigphase ( $S_{\text{sat\_gas}_i}$ ), welche mit Hilfe der Henry-Konstante berechnet wird, ermittelt.

$$J_{\text{gas}_i} = k_{\text{la\_gas}_i} \cdot \frac{A}{V} \cdot (S_{\text{sat\_gas}_i} - S_i) \quad (4.10)$$

Die Sauerstoffaustauschrate sollte mit Hilfe einer empirischen Formel (Ro and Hunt, 2006) berechnet werden.

$$k_{\text{la}_{\text{O}_2}} = 0,24 \cdot 170,6 \cdot S_c^{-0,5} \cdot U_{10}^{1,81} \cdot \left(\frac{\rho_a}{\rho_w}\right)^{0,5} \quad (4.11)$$

mit:  $U_{10}$  : Windgeschwindigkeit in der Höhe 10 m  
 $S_c$  : Schmidt-Zahl

Die Massentransferkoeffizienten wurden normalisiert (Ro and Hunt, 2006):

$$\frac{K_{\text{la}_1}}{K_{\text{la}_2}} = \left(\frac{S_{c_1}}{S_{c_2}}\right)^{-0,5} \quad (4.12)$$

## Hydraulik

Die verschiedenen Teichtypen sind durch unterschiedliche Prozesse gekennzeichnet. Für fakultative Teiche ist es typisch, dass der gelöste und feinpartikuläre BSB aerob von Bakterien im Teichkörper stabilisiert wird, während der suspendier-



ADM1 Anwendung, so dass zur Kalibrierung empfohlen wird, die Acetataufnahmerate und die zugehörige Halbwertskonstante sowie die Halbwertskonstante für die Aufnahme von Fettsäuren zu verwenden (Lübken et al., 2009).

### **Modellverhalten und Szenariorechnungen**

Die wichtigsten Bemessungsparameter für fakultative Teiche sind die Oberflächenbelastung in  $[\text{kg BSB}_5/(\text{ha} \cdot \text{d})]$ , die Tiefe des Teichs, die (theoretische) Aufenthaltszeit (Volumen/durchschnittlicher Zufluss) und die Teichgeometrie (Länge/Breite). Für anaerobe Teiche sind die wichtigsten Bemessungsparameter die organische Volumenbelastung in  $[\text{kg BSB}_5/(\text{m}^3 \cdot \text{d})]$ , die Teichtiefe, die (theoretische) Aufenthaltszeit (Volumen/durchschnittlicher Zufluss), sowie die Teichgeometrie (Länge/Breite). Um abschätzen zu können, wie sich die erstellten Teichmodelle bei unterschiedlichen (Bemessungs-)Bedingungen verhalten, wurden verschiedene Szenarienrechnungen durchgeführt. Da sich die algenbezogenen Parameter in der Sensitivitätsanalyse als besonders sensitiv erwiesen, wurde in den Szenarienrechnungen bei fakultativen Teichen eine Veränderung der Algenkonzentrationen genauer analysiert. Bei einer Gegenüberstellung der organischen Fracht im Zulauf und den simulierten Algenkonzentrationen war ein linear abnehmender Trend erkennbar. Dies entspricht den Angaben in der Literatur, die zwischen organischer Flächenbelastung, Algenbiomasse und Sauerstoffproduktion pro  $\text{m}^2$  Teichfläche eine umgekehrte Proportionalität angeben (König, 1984). Die Algenbiomasse nimmt damit in fakultativen Teichen mit zunehmender BSB-Flächenbelastung ab.

Bild 4.14 zeigt exemplarisch Simulationsergebnisse zur Algenkonzentration in Gegenüberstellung zur simulierten organischen Abbauleistung (ohne Berücksichtigung der Algen im Ablauf).

Unterhalb  $300 \mu\text{g Chl a/l}$  ( $= 0,3 \text{ mg Chl a/l}$ ) ist in der Abbildung ein deutlicher und steiler Abfall der Abbauleistung zu erkennen. Dies korreliert mit Angaben aus der Literatur, die unterhalb  $300 \mu\text{g Chl a/l}$  das Risiko anoxischer Bedingungen im Teich vorhersagen (Pearson, 1996 und 2005). Insgesamt weist die Kurve auf eine deutliche Abhängigkeit der organischen Abbauleistung von der Algenkonzentration hin und zeigt für alle Szenarien eine sehr ähnliche Ausprägung. Zwischen  $0,5$  und ca.  $0,6 \text{ mg Chl a/l}$  ist deutlich ein maximaler Bereich zu erkennen. Verschiedene Autoren in der Literatur weisen auch in Bezug auf praktische Erfahrungen darauf hin, dass ein optimaler Wert für die Flächendichte in einem Teich existiert, über welchem die Produktivität und möglicherweise auch die Nährstoffelimination aufgrund Selbstbeschattung der Algen wieder abnehmen (Hartig et al., 1988; Cromar

et al., 1996). Da mit steigenden organischen Flächenbelastungen die Algenkonzentration tendenziell linear abnimmt und bzgl. der Algenkonzentration ein optimaler Bereich existiert, bei dem die Abbauleistung maximal wird, ergibt sich der in Bild 4.15 und Bild 4.16 dargestellte Punktwolkenverlauf. Die beispielhaften Fittingkurven zeigen damit keinen linear ansteigenden Verlauf. Die Ausbildung eines Optimums der Abbauleistung des Teichs in Abhängigkeit von der Algenkonzentration ist von großem Interesse für die Bemessung. Dies bedeutet, dass ein Teich nicht zwangsläufig effizienter arbeitet, wenn die Bemessung auf maximale Aufenthaltszeiten mit dem Ziel der Maximierung des Algenwachstums abzielt.

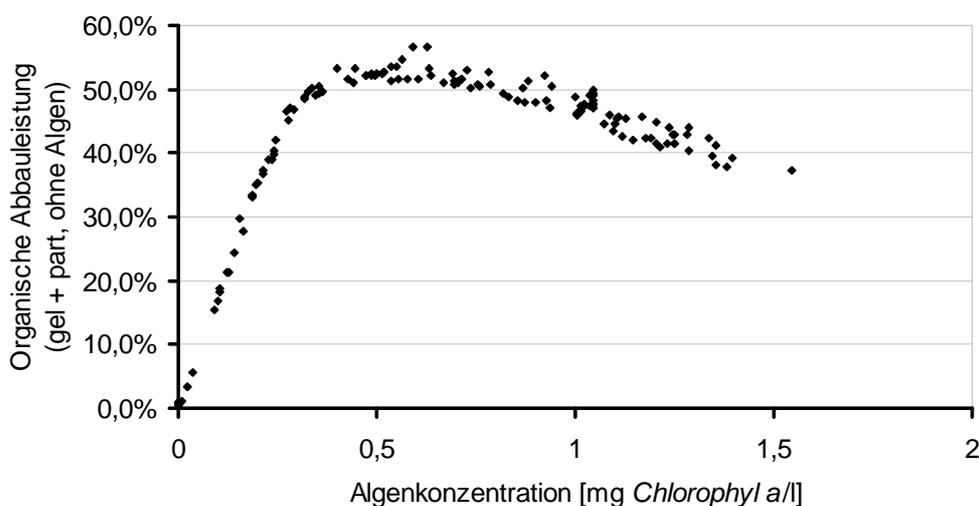


Bild 4.14: Gegenüberstellung der simulierten organischen Abbauleistung und der Algenkonzentration gemessen in Chlorophyll a (abgeschätzt aus den Simulationsergebnissen zur Algenbiomasse)

Die simulierten Abbauleistungen im Fakultativteich wurden mit dem stationären Wehner-Wilhelm Ansatz (1965) verglichen, der typischerweise für Teiche verwendet wird, die durch Dispersion gekennzeichnet sind und z. B. von der EPA (1983) empfohlen wird. Es ist dabei interessant, dass nach Simulationen mit dem dynamischen Modell der Fakultativteiche auch in den Bereichen ein Einbruch der Leistung zu verzeichnen ist, die durch Oberflächenbelastungen gekennzeichnet sind, welche üblicherweise als unzulässig hoch eingestuft werden (Bild 4.15). Dieses grundsätzlich richtige Verhalten im hier entwickelten dynamischen Modell zeigt das stationäre Bemessungsmodell nicht. Darüber hinaus sind die Ergebnisse auch bei niedrigen organischen Frachten nicht völlig gleich.

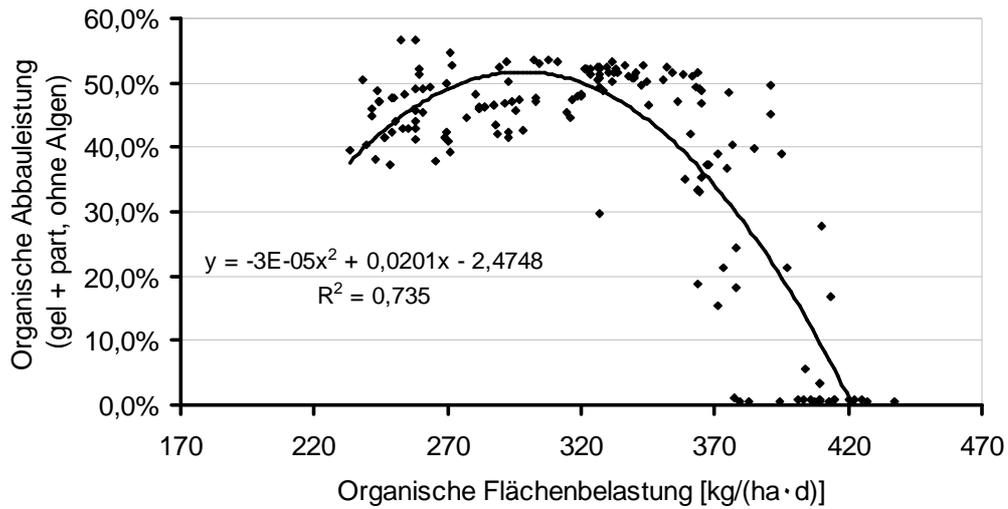


Bild 4.15: Simulierte organische Abbauleistung im Fakultativteich und Fittingkurve in Abhängigkeit von der organischen Flächenbelastung

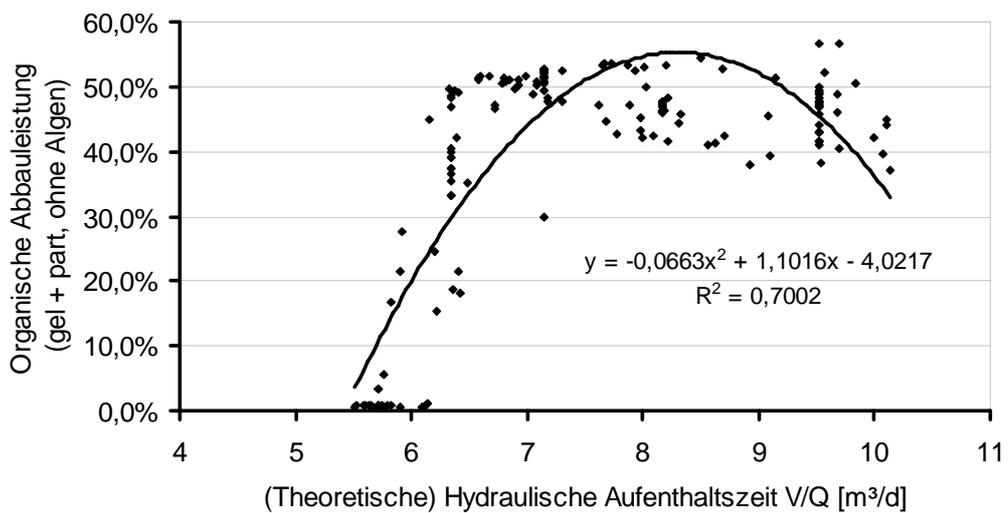


Bild 4.16: Simulierte organische Abbauleistung im Fakultativteich und Fittingkurve in Abhängigkeit von der theoretischen hydraulischen Aufenthaltszeit

#### 4.3.4 Simulation von Biofilmanlagen mit dem Ansatz ASM1

*F. Uhlenthat und M. Schlaak*

Die Modellierung der Prozesse in Biofilmanlagen beinhaltet die Erfassung der biologischen Reinigungsprozesse und insbesondere die Abbildung der Biofilmvorgänge, da sie für das System das zentrale Charakteristikum darstellen.

Das im Simulationsprogramm SIMBA<sup>®</sup> (ifak system GmbH) enthaltene Biofilmmodell orientiert sich an den Modellannahmen des Basis-Biofilmmodells der IWA-Arbeitsgruppe zur Modellierung von Biofilmsystemen (Characklis et al., 1989). Für die Beschreibung der Prozesse innerhalb des Biofilms wird eine örtliche Diskretisierung in einzelne voll durchmischte Volumenelemente eingeführt. Dadurch wird eine Berechnung mittels gewöhnlicher Differentialgleichungen ermöglicht. Durch die Anzahl der Volumenelemente können die Konzentrationsgradienten im Biofilm in unterschiedlicher Auflösung abgebildet werden. In den einzelnen Volumenelementen findet der biologische Abbau der Abwasserinhaltsstoffe statt.

Die biologischen Umsetzungsprozesse werden mit einem geeigneten Modell (derzeit ein modifiziertes ASM1) abgebildet. Im ASM1 (Henze et al., 2000) wird vereinfachend der Anteil der schwer abbaubaren Kohlenstoffverbindungen als vollständig partikuläre Stoffgruppe definiert. Bei der Simulation von Biofilmprozessen ist diese Vereinfachung jedoch nicht zulässig, da nur gelöste Stoffe durch Diffusion in den Biofilm eingetragen werden können. Schwer abbaubare Stoffe würden mit den Annahmen des ASM1 also nicht in den Biofilm gelangen. Daher wurde diese Fraktion in gelöste und partikuläre schwer abbaubare Stoffe aufgeteilt. Zusätzlich wurde die Fraktion der partikulären Zerfallsprodukte der Fraktion der inerten Feststoffe zugeschlagen. Durch die offene Modellstruktur kann das implementierte Modell verändert oder gegen ein alternatives Modell ersetzt werden. Die Einbindung neuer Modellansätze wurde im Rahmen des vom ifak durchgeführten Teilprojektes durch eine Anpassung und Erweiterung des Funktionsblockes für die Simulation von Biofilmreaktoren erleichtert. Neben den biologischen Prozessen sind die Diffusionsprozesse sowie die Prozesse von Erosion, Flockung und Feststoffrückhalt von besonderer Bedeutung.

##### 4.3.4.1 Modellanpassungen

Für die Simulation aller drei betrachteten Abwassertechnologien aus dem Bereich der Biofilmverfahren können folgende allgemeine Aussagen getroffen werden:

Die Nachbildung mit dem Biofilmblock unter Verwendung des modifizierten ASM1-Modells ist prinzipiell möglich. Der Biofilmreaktor sollte mit einer 3 x 2-Matrix (drei Biofilmschichten und zwei Reaktorschichten; im speziellen Fall kann auch die Vorgabe von nur zwei Biofilmschichten oder nur einer Reaktorschicht ausreichend sein) nachgebildet werden (bei vier oder mehr Schichten wird die benötigte Rechenzeit deutlich erhöht, ohne eine signifikante Änderung/Verbesserung der Ergebnisse zu erreichen).

### **Tropfkörper:**

Für die Nachbildung des Tropfkörpers kann ein „einfacher“ Biofilmblock verwendet werden, wobei für die unterschiedlichen Füllmaterialien (Aufwuchskörper aus Kunststoff und Lavaschlacke) einige Parameter des Biofilmblocks variiert werden müssen (Tabelle 4.11).

Ein Vergleich der in Tabelle 4.11 aufgeführten Parametersätze zeigt, dass bei vier Parametern unterschiedliche Vorgaben erforderlich waren. Davon beziehen sich zwei dieser Parameter (Porenvolumen,  $A0\_V$ ) auf die Art des Füllmaterials und dessen Geometrie und sind z. B. aus den Herstellerangaben (oder Richtwerten der Literatur) erhältlich. Die beiden übrigen Parameter ( $Rfactor$ ,  $eps\_l$ ) stehen in direktem Zusammenhang mit der Struktur/dem Aufbau des jeweils vorhandenen Biofilms. Dies erscheint plausibel, da die Struktur des Biofilms, der sich auf den beiden unterschiedlichen Füllmaterialien ausbildet, mit hoher Wahrscheinlichkeit signifikant verschieden ist. Daher ist zu erwarten, dass auch die Angaben für den Wasseranteil des Biofilms und die „Gleichgewichts“-Filmdicke unterschiedliche Werte für die Nachbildung verschiedener Füllungen in der Simulation haben müssen. Für den Parameter „Gleichgewichts“-Filmdicke ist die Abweichung (Faktor 15) sehr deutlich. Dies lässt sich vermutlich darauf zurückführen, dass dieser Wert zusätzlich in hohem Maße durch die hydraulischen Verhältnisse innerhalb der Füllung beeinflusst wird. Innerhalb der Kunststofffüllung findet die Durchströmung im Vergleich zur Lavafüllung deutlich schneller und ungehinderter statt und auf Grund der höheren Strömungsgeschwindigkeiten sind die Filmdicken des Biofilms geringer (verstärkte Erosion durch hydraulische Belastung).

Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wurden auch die Diffusionskoeffizienten für die Stoffgruppen  $S_{NH}$  (Ammonium) und  $S_{NO}$  (Nitrat) variiert (dies ist möglich über den Modelleditor in SIMBA<sup>®</sup>, nach Öffnen der Eingabemaske (FOX Editor (Fraction) für die entsprechende Stoffgruppe)).

Tabelle 4.11: Vergleich der Parametersätze für die beiden verschiedenen Füllmaterialien (Lavaschlacke, Crossflow-Material).

Parameter	Bedeutung	Wert für Lavaschlacke	Wert für Crossflow-Material
fERO	Erosionsfaktor (Abrieb von Biofilmmaterial)	1,0	1,0
fFI	Filterrückhalt	0,5	0,5
fqa	Austauschstrom	0	0
Eingang PID-Regler	Sollwert für O <sub>2</sub>	2,5	2,5
Porenvolumen	Vorgabe des Porenvolumens [m <sup>3</sup> ] für jede Reaktorschicht	9,2*0,06*ones(2,1)/2	9,2*0,50*ones(2,1)/2
A0_V	Spezifische Oberfläche (m <sup>2</sup> pro m <sup>3</sup> Füllmaterial)	90/0,4	152/0,4
GeoR	Referenzradius	0,5e-3	0,5e-3
Kf	Sedimentationsgeschwindigkeit/Anlage- rungsgeschwindigkeit	0,01*0,01*24	0,01*0,01*24
Rfactor	„Gleichgewichts“- Filmdicke	0,15	0,01
eps_l	Wasseranteil im Biofilm	0,80	0,95
Anzahl der Layer	Anzahl der Biofilm- schichten	2	2
Filterrückhalt	(Angabe im Block)	0,4	0,4
Austausch- strom	(Angabe im Block)	0	0
Erosions- faktor	(Angabe im Block)	0,01*0,01*24	0,01*0,01*24

Durch die Variation der auf das Nitrat bezogenen Diffusionskoeffizienten über einen sehr weiten Bereich (1,6e-3 bis 1,6e-6) ergibt sich für die Ablaufkonzentration der N-Parameter in der Simulation keine erkennbare Änderung. Dies erscheint plausibel, da das Nitrat – im Gegensatz zum Ammonium – im Wesentlichen erst als Reaktionsprodukt innerhalb des Biofilms gebildet wird (daher besteht hier keine Diffusionsabhängigkeit).

Tabelle 4.12: Parametersatz für den Biofilmblock.

Parameter	Bedeutung	Wert
Poren-Volumen <sup>1)</sup>	Vorgabe des Porenvolumens [m <sup>3</sup> ] für jede Reaktorschicht	0,008·1e6·0,82·ones(2,1)/2
A0_V <sup>2)</sup>	Spezifische Oberfläche [m <sup>2</sup> ] pro m <sup>3</sup> Füllmaterial	175
GeoR	Referenzradius	0,5e-3
Kf	Sedimentationsgeschwindigkeit/Anlage- rungsgeschwindigkeit	0,01·0,01·24
Rfactor	„Gleichgewichts“- Filmdicke	0,01
Verst.internerVRegler	Verstärkung des Volumen- Reglers um die Bilanz- raumgrenzen zu verschie- ben [m/(d m <sup>3</sup> )]	50.000
eps_I	Wasseranteil im Biofilm	0,8
Anzahl der Layer	Anzahl der Biofilm- schichten	3
Filterrückhalt	(Angabe im Block)	0,4
Austauschstrom	(Angabe im Block)	0
Erosionsfaktor	(Angabe im Block)	0,01·0,01·24
Verstärkung V-Regler	(Angabe im Block)	1000
fEro	Erosionsfaktor (Abrieb von Biofilmmaterial)	1
fFI	Filterrückhalt	0,5
akla20 <sup>3)</sup>	Spezifischer Belüftungs- koeffizient [d <sup>-1</sup> ]	5·24

<sup>1)</sup> Anmerkung: In diesem Fall wurden 2 Reaktorschichten gewählt. Diese Werte müssen gemäß Herstellerangaben für das jeweils eingesetzte Füllmaterial angepasst werden!

<sup>2)</sup> Dieser Wert muss gemäß Herstellerangaben für das jeweils eingesetzte Füllmaterial angepasst werden!

<sup>3)</sup> Diese Vorgabe muss dem jeweiligen Lufteintrag entsprechend angepasst werden!

**Scheibentauchkörper:**

Für die Nachbildung einer dreistufigen Kaskade wurden in der Simulation verschiedene Kombinationen von Funktionsblöcken erprobt. Dabei zeigte sich, dass folgende Anlagenkonfiguration am besten geeignet ist:

Drei Biofilmblocke mit jeweils einem Block „Constant“ für die Vorgabe des Wertes für  $akla_{20}$  (spezifischer Belüftungskoeffizient [ $d^{-1}$ ]) versehen (z. B.  $akla_{20} = 168$ ).

Für eine realistische Nachbildung des zyklischen Milieuwechsels (Wechsel von belüfteter/unbelüfteter Phase durch Rotation der Scheiben) in der Simulation kann auch der Funktionsblock „Pulse Generator“ verwendet werden. Die Einstellungen im Funktionsblock „Pulse Generator“ müssen dann zur Realisierung der Zykluszeiten entsprechend gewählt werden.

Im Hinblick auf die benötigte Rechenzeit sollte der Lufteintrag in den Biofilmblock besser über einen Funktionsblock „Constant“ (mit einem „mittleren“ Wert für den Lufteintrag) dargestellt werden, da in der Simulation kein signifikanter Unterschied zur Darstellung mit dem Block „Pulse Generator“ erkennbar war, die benötigte Simulationsdauer (Rechenzeit) durch dessen Verwendung aber erheblich verlängert wird. Der im nachfolgenden Abschnitt in Tabelle 4.12 zusammengestellte Parametersatz kann als Orientierung für die Parametrierung des Biofilmblockes (bzw. der Biofilmblocke) dienen.

**Getauchte Festbetten:**

Für die Nachbildung des „Getauchten Festbetts“ kann ein „einfacher“ Biofilmblock verwendet werden. Der in Tabelle 4.12 zusammengestellte Parametersatz kann als Ausgangspunkt für die Parametrierung des Biofilmblockes verwendet werden (wobei die anlagenspezifischen Parameter entsprechend zu variieren sind).

Die bisher verwendeten mathematischen Ausdrücke für die Abbildung der Temperaturabhängigkeit der biologischen Prozesse im Bereich höherer Temperaturen ( $T > 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ) erwiesen sich als ungeeignet. Versuche mit Temperaturtermen, die den zu erwartenden Verlauf besser abbilden, ergaben Simulationsergebnisse, die dem experimentellen Befund entsprachen.

Daher wurde ein neuer Korrekturterm für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Wachstumsrate der heterotrophen Biomasse ( $\mu_H$ ) formuliert, der den zu erwartenden Verlauf nachbildet. Die Funktionsgleichung lautet:

$$\mu H = 3.0 \cdot \exp(-0.07 \cdot (20 - T)) \cdot \left( \frac{35^6}{T^6 + 35^6} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\left( a \tan(0.7 \cdot (T - 40)) + \frac{\pi}{2} \right)}{3.0} \right) \quad (4.13)$$

bzw. in MATLAB-Notation:

$$\mu H = 3.0 * \exp(-0.07 * (20 - T)) .* (T.^6 ./ (T.^6 + 35.^6)) .* (1 - (\operatorname{atan}(0.7 * (T - 40)) + pi/2) / 3.0); \quad (4.14)$$

Allgemeine Formulierung:

$$\mu H = 3.0 \cdot \exp(-0.07 \cdot (20 - T)) \cdot \left( \frac{T_2^6}{T^6 + T_2^6} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\left( a \tan(X \cdot (T - 40)) + \frac{\pi}{2} \right)}{Y} \right) \quad (4.15)$$

bzw. in MATLAB-Notation:

$$\mu H = 3.0 * \exp(-0.07 * (20 - T)) .* (T.^6 ./ (T.^6 + T2.^6)) .* (1 - (\operatorname{atan}(X * (T - 40)) + pi/2) / Y). \quad (4.16)$$

In der Funktion für den Temperaturterm kann über die beiden Parameter X und Y das Aussehen/die Form des abfallenden, rechten Astes des Funktionsverlaufes beeinflusst werden (Steigung und Erreichen der Nulllinie). Durch eine Änderung der Temperatur von 20 °C auf 19.5 °C

$$\mu H = 3.0 * \exp(-0.07 * (19.5 - T)) .* (T.^6 ./ (T.^6 + T2.^6)) .* (1 - (\operatorname{atan}(0.7 * (T - 40)) + pi/2) / 3.0); \quad (4.17)$$

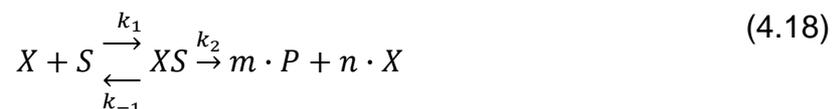
folgt der Verlauf der Funktion dem Originalterm im Bereich von  $T < 20$  °C noch weitgehender.

### 4.3.5 Simulation von Belebungsanlagen mit dem Ansatz FUKA

*F. Uhlenhut und M. Schlaak*

#### 4.3.5.1 Stand der Modelltechnik

Für das Projekt wurde ein neuer Modellansatz (FUKA = Fundamentaler kinetischer Ansatz) für die in der biologischen Reinigungsstufe einer nach dem Belebungsverfahren arbeitenden Kläranlage ablaufenden Prozesse der C- und N-Elimination entwickelt, welcher die biologischen Abbauvorgänge mit einem Satz fundamentaler, kinetischer Gleichungen beschreibt (Uhlenhut et al., 1999; Uhlenhut et al., 2001). Für dessen Formulierung wird der komplette reaktionskinetische Ansatz ohne Näherungen bspw. nach Monod zur Lösung gebracht. Folgender Reaktionsmechanismus wird für den Abbau eines Substrates S durch die Biomasse X zugrunde gelegt:



Das in der flüssigen Phase gelöste Substrat S gelangt zunächst durch einen Transportprozess (z. B. Diffusion) an die Zellmembran des Mikroorganismus X und passiert diese durch einen Transportvorgang (aktiver Transport oder Diffusion). Anschließend findet der biochemische Abbau des Substrates statt. Zur Vereinfachung des Modellansatzes wird nur ein „geschwindigkeitsbestimmender Schritt“ ( $k_1$ ) als Gesamtreaktion betrachtet, obwohl daran in der Regel verschiedene Enzyme beteiligt sind. Es wird zunächst die Bildung eines Enzym-Substrat-Komplexes XS postuliert, der dann einerseits zum Substrat und freien Enzym zurückreagieren ( $k_{-1}$ ) und andererseits unter Bildung des Produktes P sowie neuer Biomasse X weiterreagieren ( $k_2$ ) kann. Das in der Zelle gebildete Produkt P gelangt ebenfalls durch Diffusion oder Transport durch die Zellmembran und verteilt sich anschließend innerhalb der flüssigen Phase. Zur Erhaltung eines möglichst einfachen und übersichtlichen Modells werden die Diffusions- und Transportvorgänge nicht explizit betrachtet, sondern in die Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten der betreffenden Schritte einbezogen. Die Gleichungen für die Reaktionsgeschwindigkeiten der im Modellansatz betrachteten Komponenten werden nach dem in der chemischen Reaktionskinetik üblichen Verfahren formuliert.

Im Gegensatz zum ASM1 und ASM3 wird bei dem neuen Modellansatz auch das Nitrit als eigenständige Komponente erfasst. Damit lässt sich im Vergleich zum ASM1 eine genauere Abbildung der Nitrifikationsvorgänge erreichen und die Kon-

zentration der problematischen Verbindung Nitrit kann ebenfalls in der Simulation betrachtet werden.

#### 4.3.5.2 Modellanpassungen

Für die Simulation des Belebungsverfahrens mit dem neuen Modellansatz FUKA können folgende Aussagen getroffen werden:

Die Nachbildung ist prinzipiell möglich und ergibt für die Kohlenstoff- (CSB) und Stickstoffparameter (Ammonium, Nitrat) eine gute Übereinstimmung zwischen Messwerten und Simulation. Die Qualität der Ergebnisse ist mit dem ASM3-Modell vergleichbar.

Für die Nachbildung der beiden ausgewählten Temperaturen (15 °C und 30 °C) ist eine Variation des Parametersatzes erforderlich, wobei insgesamt vier Modellparameter geändert werden mussten (Tabelle 4.13).

Dies kann entweder mit einer abweichenden Zusammensetzung der Biozönose (und damit verbunden z. T. unterschiedlichen Parametern) begründet werden oder die bisher verwendeten Temperaturterme sind für den höheren Temperaturbereich ( $T > 20$  °C) unpassend und führen zu diesen Abweichungen.

Tabelle 4.13: Zusammenstellung der erforderlichen Parameteränderungen bei der Simulation des Belebungsverfahrens für unterschiedliche Temperaturen (Übergang von  $T = 15$  °C auf  $T = 30$  °C).

Parameter	Bedeutung des Parameters	Wert für $T = 15$ °C	Wert für $T = 30$ °C
kN3K	Reaktionsgeschwindigkeitskonstante für die Bildung des Enzym-Substrat-Komplexes (Denitrifikation)	0,001	0,01
kN	Reaktionsgeschwindigkeitskonstante für die Stickstoffbildung (Denitrifikation)	0,001	0,04
F2	Koeffizient für die Bildung (Wachstum) der autotrophen Biomasse durch die Nitratation	2,5367	3,0344105
F3	Koeffizient für die Bildung (Wachstum) der heterotrophen Biomasse durch den aeroben C-Abbau	3	7

Für die Verwendung des Modellansatzes FUKA zur Simulation von Belebungsanlagen können die in Tabelle 4.14 zusammengestellten Parametersätze als Basis dienen.

Die in Tabelle 4.14 aufgeführten Parameterwerte lassen erkennen, dass 22 von den insgesamt 35 Parametern als nicht bzw. wenig sensitiv eingestuft werden können (wurden in keinem Fall variiert) und 13 Parameter als sensitiv (wurden in mindestens einem der Fälle variiert). Als besonders sensitiv erwiesen sich dabei folgende Parameter:

- F2 (Koeffizient für die Bildung (Wachstum) der autotrophen Biomasse)
- F3 (Koeffizient für die Bildung (Wachstum) der heterotrophen Biomasse)

Falls bei der Nachbildung von Belebungsanlagen eigene Modellanpassungen (z. B. mittels einer eindimensionalen Sensitivitätsanalyse) durchzuführen sind, können die in Bild 4.17 dargestellten Zusammenhänge zwischen den Geschwindigkeitskonstanten und Stoffgruppen des Modellansatzes FUKA als Hinweis/Unterstützung für die Durchführung dienen.

Tabelle 4.14: Verwendete Parametersätze für den Modellansatz FUKA (Zusammenstellung der Ergebnisse aller bisher durchgeführten Modellanpassungen für verschiedene Belebungsanlagen (KA Emden, 90.000 EW; KA Spalt, 12.000 EW; KA Remels, 20.000 EW: jeweils Belebungsstufe als Kaskadensystem nach MEGATEC; KA Westerstede, 24.650 EW: Belegung mit intermittierender Belüftung; KA Bochum/Ölbachtal: Versuchsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation). Diejenigen Parameter, deren Zahlenwert bisher bei keiner der Modellanpassungen abgeändert werden musste, wurden in Spalte 1 jeweils hellgrau unterlegt.

Parameter	Wert					
	KA Emden	KA Spalt	KA Remels	KA Westerstede	KA Bochum (15)	KA Bochum (30)
kS	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3
kRS	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
kHK	40	40	40	40	40	40
kRHK	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
kP	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97
kN3K	1,5	0,8	0,8	0,8	0,001	0,01
kRN3K	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015	0,0001	0,0001
kN	6	6	6	6	0,001	0,04

Parameter	Wert					
	KA Emden	KA Spalt	KA Remels	KA Westerstede	KA Bochum (15)	KA Bochum (30)
kAK	4	2,415	2,415	1,4	4	4
kRAK	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
kN1K	6,706	3,35	3,35	1	0,5	0,5
kRN1K	0,00002914	0,00002914	0,00002914	0,00002914	0,00002914	0,0000291
kNO2	0,706	1,3	1,3	4,0997	0,9	0,9
kN2K	3,08	11	11	15	10	10
kRN2K	0,3696	0,3696	0,3696	0,3696	0,3696	0,3696
kNO3	8,9155	9,83	9,83	2,3138	4,46	4,46
bA	0,15	0,155	0,15	0,155	0,15	0,15
bH	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
F1	2,765	3,040	2,69	1,85	2,7	2,7
F2	2,24	2,875	2,0	2,875	2,5367	3,0344105
F3	2,85	2,35	2,35	2,35	3	7
F4	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
F5	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
F6	1,67	1,67	1,67	7,5	1,67	1,67
F7	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
F8	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
F9	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
F10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
fNA	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
fNH	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
fOA	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
fOH	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
fi	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
fNI	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
fOI	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

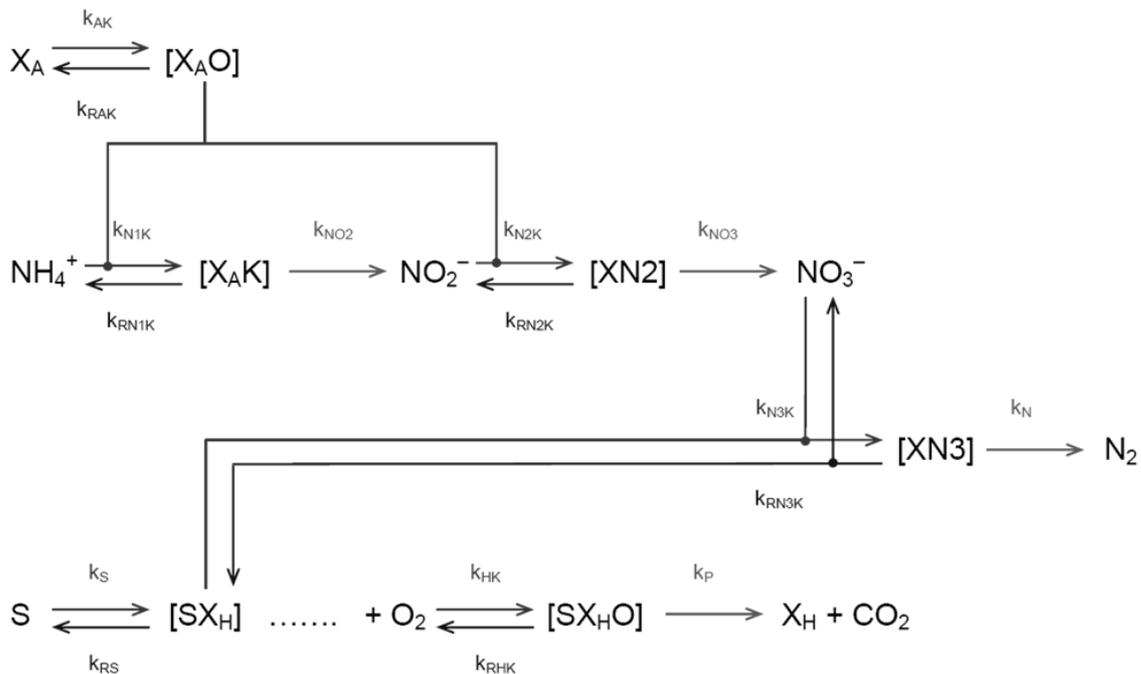


Bild 4.17: Schematische Darstellung der funktionalen Zusammenhänge zwischen den Stoffgruppen und Reaktionsgeschwindigkeitskonstanten des kinetischen Modellansatzes FUKA.

#### 4.3.6 Literatur

- Alex, J., Langergraber, G., Spring, V., Wichern, M., Weissenbacher, N., Ahnert, M., Frehmann, T., Hobus, I., Plattes, M., Winkler, S. und Woerner, D. (2008) Dynamic simulation for the design process of WWTP. In: 1st IWAWEF wastewater treatment modelling seminar, Mont Sainte Anne, Kanada, 1.-3. Juni 2008
- ATV-DVWK (2000) Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 131 Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Ges. zur Förderung der Abwassertechnik (GFA), Hennef
- Batstone, D. J., Keller, J., Angelidaki, I., Kalyuzhnyi, S. V., Pavlostathis, S. G., Rozzi, A., Sanders, W. T., Siegrist, H. und Vavilin, V. A. (2002) Anaerobic Digestion Model No. 1. In: IWA Task Group on Mathematical Modelling of Anaerobic Digestion Processes. IWA Scientific and Technical Report No. 13
- Beran, B. und Kargi, F. (2005) A dynamic mathematical model for wastewater stabilization ponds. *Ecological Modelling*, 181, S. 39-57
- Bischofsberger, W., Dichtl, N., Rosenwinkel, K. H., Seyfried, C. F. und Böhnke, B. (2005) *Anaerobtechnik*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg
- Characklis, W. G., Bouwer, E., Gujer, W., Hermanowicz, S., Wanner, O., Watanaabe, Y. und Wilderer, P. (1989) *Modelling of Biofilm Systems*. Scientific and Technical Report, IAWPRC Task Group

- Chapra, S. C., Pelletier, G. J. und Tao, H. (2005) QUAL2K – A Modeling Framework for Simulating River and Stream Water Quality. Version 2.04, In: Documentation and Users Manual, Civil and Environmental Engineering Dept., Tufts University, Medford
- Cho, J. W., Ahn, K. H., Lee, Y. H., Lim, B. R. und Kim, J. Y. (2004) Investigation of biological and fouling characteristics of submerged membrane bioreactor process for wastewater treatment by model sensitivity analysis, *Wat. Sci. Tech.* 49 (2), S. 245-254
- Colomer, F. und Rico, D. (1992) Mechanistic model for facultative stabilization ponds. *Water Environment Research*, 42 (10-11), S. 119-126
- Cromar, N. J., Fallowfield, H. J. und Martin, N. J. (1996) Influence of Environmental Parameters on Biomass Production and Nutrient Removal in a High Rate Algal Pond Operated by Continuous Culture. *Wat. Sci. Tech.*, 34 (11), S.133-140
- Dochain, D., Grégoire, S., Pauss, A. und Schaeffer, M. (2003) Dynamical modelling of a waste stabilisation pond. *Bioprocess Biosyst. Eng.*, 26, S. 19 – 26
- EPA (1983) Design Manual, Municipal Wastewater Stabilization Ponds. EPA U.S. Environmental Protection Agency, U.S. Government Printing Office 1983-659 095/716
- Fritz, J., Middleton, A. und Meredith, D. (1979) Dynamic process modelling of wastewater stabilization ponds. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, 51 (11), S. 2724-2743
- Gokcay, C. F. und Sin, G. (2004) Modeling of a large wastewater treatment plant for efficient operation. *Wat. Sci. Tech.*, 50 (7), S. 123-130
- Grady, Jr., C. P. L., Gujer, W., Henze, M., Marais, G. v. R. und Matsuo, T. (1987) Final Report – Activated Sludge Model No.1/IAWQ task group on mathematical modeling and operation of biological wastewater treatment plants. London: IAWQ Scientific and Technical Reports
- Gujer, W., Henze, M., Mino, T. und Van Loosdrecht, M. (1999) Activated Sludge Model No. 3. *Wat. Sci. Tech.*, 39 (1), S. 183-193
- Hartig, P., Grobbelaar, J. U., Soeder, C. J. und Groeneweg, J. (1988) On the mass culture of microalgae: Areal density as an important factor for achieving maximal productivity. *Biomass*, 15, S. 211-221
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wentzel, M. C., Marais, G. v. R. und Van Loosdrecht, M. C. M. (2000) Activated Sludge Models ASM1, ASM2, ASM2D and ASM3 edited by IAWQ Task Group on Mathematical Modeling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment. Scientific and Technical Report, IWA Publishing, London
- Hulsbeek, J. J. W., Kruit, J., Roeleveld, P. J. und Van Loosdrecht, M. C. M. (2002) A practical protocol for dynamic modelling of activated sludge plants. *Wat. Sci. Tech.*, 45 (6), S. 127-136
- Jupsin, H., Praet, E. und Vassel, J.-L. (2003) Dynamic mathematical model of high rate algal ponds (HRAP). *Wat. Sci. Tech.*, 48 (2), S. 197-204

- Kayombo, S., Mbwette, T., Mayo, A., Katima, J. und Jørgensen, S. (1999) Development of a holistic ecological model for design of facultative waste stabilization ponds in tropical climates. In: Proceedings of the 4<sup>th</sup> IAWQ Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds, Pearson, H (Ed). Marra-kech
- Koch, G., Kühni, M., Gujer, W. und Siegrist, H. (2000) Calibration and validation of Activated Sludge Model No. 3 for Swiss municipal wastewater. *Wat. Res.* 34(14), S. 3580-3590
- König, A. (1984) Ecophysiological studies on some algae and bacteria of waste stabilization ponds. PhD Thesis, University of Liverpool
- Lübken, M., Kehl, O., Gehring, T. und Wichern, M. (2009) Simulation von Belebungsanlagen mit den Modellansätzen ASM sowie Simulation von Anaerobanlagen und Teichanlagen. Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 02WA0577, Technische Universität München
- Mashauri, D.A. und Kayombo, S. (2002) Application of the two coupled models for water quality management: facultative pond cum constructed wetland models. *Physics and Chemistry of the Earth*, 27, S. 773-781
- Pearson, H. W. (1996) Expanding the horizons of pond technology and application in an environmentally conscious world. *Wat. Sci. Tech.*, 33 (7), S.1-9
- Pearson, H. (2005) Microbiology of waste stabilisation ponds. In: *Pond Treatment Technology*. IWA Publishing London, UK, 479 S. 145-167
- Rieger, L., Koch, G., Kühni, M., Gujer, W. und Siegrist, H. (2001) The EAWAG Bio-P Module for Activated Sludge Model No. 3. *Wat. Res.*, 35 (16), S. 3887-3903
- Ro, K. S. und Hunt, P. G. (2006) A new unified equation for wind-driven surficial oxygen transfer into stationary water bodies. *Transactions of the ASABE*, 49, S. 1615-1622
- Senzia, M. A., Mayo, A. W., Mbwette, T. S. A., Katima, J. H. Y. und Jørgensen, S. E. (2002) Modelling nitrogen transformation and removal in primary facultative ponds. *Ecological Modelling*, 154, S. 207-215
- Soler, A., Moreno, M. D., Saez, J. und Moreno, J. (2000) Kinetic model for deep waste stabilisation ponds operating in batch mode. *Wat. Sci. Tech.*, 42 (10-11), S. 315-325
- Spering, V., Alex, J., Langergraber, G., Hobus, I., Wichern, M., Ahnert, M., Weisenbacher, N., Winkler, S. und Yücesoy, E. (2008) Using dynamic simulation for design of activated sludge plants, SIDISA. In: *International Symposium on Sanitary and Environmental Engineering*. Florence, 24.-27.Juni 2008
- Uhlenhut, F., Berendes, O., Frauendorfer, E., Siefert, E. und Schlaak, M. (1999) Kinetische Beschreibung biologischer Abbauvorgänge. *GFW-Wasser/Abwasser* 140, Nr. 6, S. 424-430
- Uhlenhut, F., Siefert, E., Schlaak, M. und Borchert, A. (2001) Neuer Modellansatz (FUKA) zur Beschreibung der biologischen Abbauvorgänge in Kläranlagen. *GFW-Wasser/Abwasser* 142, Nr. 12, S. 832-842

- von Sperling, M. und Chernicharo, C. A. L. (2005) Biological wastewater treatment in warm climate regions. IWA publishing, London
- Wehner, J. F. und Wilhelm, R. H. (1965) Boundary Conditions of Flow Reactor. Chemical Engineering Science, 6, S. 89-93
- Wichern, M. (2008) Simulation biochemischer Prozesse in der Siedlungswasserwirtschaft. Habilitationsschrift, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft, TU München
- Xiang-Hua, W., Yi, Q. und Xia-Sheng, G. (1994) Graphical presentation of the transformation of some nutrients in a wastewater stabilization pond system. Water Research, 28 (7), S. 1659-1669

## 4.4 Stufenausbaukonzepte

*K.-U. Rudolph, M. Bombeck, T. Fuhrmann und M. Harbach*

### 4.4.1 Einleitung

Als Stufenausbau kommunaler Kläranlagen wird die Anpassung von verfahrenstechnischen Komponenten an steigende Reinigungsanforderungen oder steigende Belastungen von Abwasserqualität und -menge unter Berücksichtigung der sogenannten Schwellenkosten verstanden. Schwellenkosten entstehen, wenn die Kapazität der vorhandenen Anlage nicht mehr ausreicht und eine zusätzliche Baustufe neu errichtet werden muss. Die neu gebauten Zusatzkapazitäten sind in der Regel anfänglich schlecht ausgelastet, wodurch die spezifischen Kosten sprunghaft ansteigen. Auch aus dem laufenden Betrieb sind Probleme insbesondere bei Unterlast wie z. B. die Bildung von Blähschlamm bekannt. Aus technischen Gründen ist es nicht möglich, die Baustufen fortlaufend so „fein“ an den tatsächlichen Bedarf anzupassen, dass eine regelmäßig gute Kapazitätsauslastung vorhanden ist. Die Finanzierbarkeit von Infrastrukturinvestitionen hängt wesentlich von den Finanzierungsrisiken ab, und diese wiederum sind eng mit der zu erwartenden Kapazitätsauslastung und dem Risiko von Leerkapazitäten verbunden. Wegen des hohen Fixkostenanteils bei wassertechnischen Anlagen kann das Finanzierungsrisiko aufgrund von Schwellenkosten ein maßgebendes Kriterium für die Wahl bestimmter Stufenausbaukonzepte werden.

Die vergleichsweise hohen Investitionskosten langlebiger Anlagenteile müssen zu einer nachhaltigen Planung des Ausbaus der Kläranlage führen. Optimalerweise sind erforderliche Anschlüsse usw. für zukünftige Ausbauoptionen bereits in der Planung enthalten. Ansätze zur Kostenoptimierung bestehender Anlagen sind z. B. in Rudolph (1999) dargestellt. Daher sind nicht nur technische, sondern auch sozioökonomische, politische und ökonomische Rahmenbedingungen wesentliche Einflussfaktoren für den stufenweisen Ausbau und Betrieb von Kläranlagen.

### 4.4.2 Beispiel eines Stufenausbaukonzeptes

Im Folgenden werden anhand eines Beispiels die Vorteile von Stufenausbaukonzepten dargestellt. Die zugehörigen Berechnungen unterliegen empirischen Formeln und müssen in jedem Einzelfall genauer untersucht werden.

Als Szenario wird eine Ausschreibung für eine neue Abwasserreinigungsanlage in Brasilien gewählt. Die neue Abwasserreinigungsanlage soll eine Kapazität von 20.000 Einwohnerwerten (EW) besitzen. Nach Abschätzung des Anlagenplaners

kann aufgrund der kontinuierlich steigenden Anschlusszahl, dem Anschlussgrad an die Kanalisation usw. davon ausgegangen werden, dass die Belastung konstant ansteigt, nach 10 Jahren 10.000 EW übersteigt und nach 20 Jahren 20.000 EW erreicht. Es werden daher folgende Varianten betrachtet:

- Variante 1: Belebungsanlage mit einer Kapazität von 20.000 EW, Betrachtungszeitraum 20 Jahre,
- Variante 2: Abwasserteichanlage mit nachgeschalteter UV-Elimination, Kapazität 20.000 EW, Betrachtungszeitraum 20 Jahre,
- Variante 3: Stufenausbaukonzept mit einer Teichkläranlage für eine Kapazität von 10.000 EW und nach 10 Jahren Bau einer Belebungsanlage für eine Kapazitätssteigerung um weitere 10.000 EW, im Endausbau beträgt die Kapazität somit 20.000 EW, Betrachtungszeitraum 20 Jahre.

Die Belastung und Auslegung erfolgt unter Berücksichtigung von für alle Varianten gleich angenommenen landesspezifischen Randbedingungen. Für die Investitionskosten werden die Werte aus Libhaber (2007) entnommen, für die Belebungsanlage werden 100 EUR pro EW, für eine Abwasserteichanlage 40 EUR pro EW angesetzt (Rudolph et al., 2009). Die daraus berechneten Investitions-, Kapital- und Betriebskosten sind in Tabelle 4.15 dargestellt:

Tabelle 4.15: Investitions-, Kapital- und Betriebskosten der Varianten 1 bis 3

	Belebung 20.000 EW	Abwasserteich 20.000 EW	Stufenausbau	
			1. Stufe: Abwasserteich 10.000 EW	2. Stufe: Belebung 10.000 EW
Invest	1,7 Mio. EUR	0,68 Mio. EUR	0,4 Mio. EUR	0,74 Mio. EUR
CAPEX	110.500 EUR/a	44.200 EUR/a	26.000 EUR/a	48.400 EUR/a
OPEX	85.000 EUR/a	6.800 EUR/a	4.000 EUR/a	37.200 EUR/a

Die in diesem Beispiel genannten Kostenansätze folgen aufgrund der vergleichbaren Bauweise den Libhaber-Ansätzen. Die Investitionskosten für den Vollausbau erhalten einen Abschlag von 15 %, da die spezifischen Kosten je Einwohnerwert mit steigendem Anschlussgrad sinken. Die Investitionskosten der 2. Stufe verringern sich um einen angenommenen Realzins von 3 % aufgrund der späteren Investition auf 0,74 Mio. EUR (für 10.000 EW, Investitionskosten von 100 EUR/EW,

Abzinsung über 10 Jahre). Die Kapitalkosten werden überschlägig mit der Gleichung (4.19)

$$CAPEX = \text{Abschreibung} + \text{Zinsen} \approx \frac{\text{Invest}}{\text{Laufzeit}} + \text{Invest} \cdot 0,5 \cdot \text{Zins} \quad (4.19)$$

berechnet. Die Betriebskosten werden ebenfalls Libhaber (2007) entnommen und betragen 5 EUR pro EW und Jahr für die Belebung und 0,4 EUR pro Einwohner und Jahr für die Abwasserteiche.

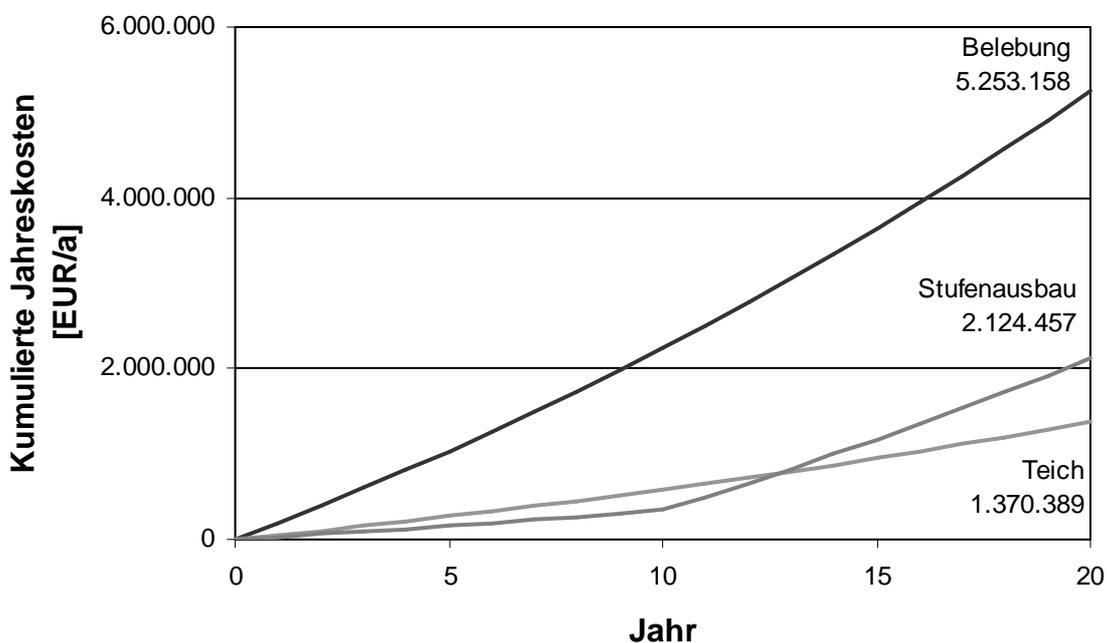


Bild 4.18: Vergleich der kumulierten Jahreskosten

In Bild 4.18 sind die kumulierten Jahreskosten für die Belebungsanlage, die Abwasserteichanlage und für das Stufenausbaukonzept bei einer Verzinsung mit einem Realzins von 3 % dargestellt. Die Belebungsanlage weist die höchsten kumulierten Kosten nach 20 Jahren Laufzeit mit über 5 Mio. EUR auf. Der stufenweise Ausbau zeigt anfänglich die geringsten kumulierten Kosten, nach Bau der zweiten Stufe belaufen sich die kumulierten Kosten nach 20 Jahren auf über 1,8 Mio. EUR. Die günstigste Lösung nach 20 Jahren Betrachtungszeitraum ist die Teichkläranlage.

Tabelle 4.16: Übersicht der Varianten

	Elimination hinsichtlich folgender Parameter	Betriebskosten	Mittlere spezifische Kosten je EW bei einer Laufzeit von 20 Jahren <sup>1)</sup>
Variante 1 (Belebungsanlage)	CSB / BSB5 Stickstoff Schlammabtrennung	85.000 EUR/a	35,17 EUR
Variante 2 (Abwasserteichanlage)	CSB / BSB5 Keime Schlammabtrennung	6.800 EUR/a	9,17 EUR
Variante 3 (Stufenausbaukonzept)	CSB / BSB5 Stickstoff Keime Schlammabtrennung	4.000 EUR/a bzw. 41.200 EUR/a	8,26 EUR

<sup>1)</sup> Berechnung ohne Verzinsung des eingesetzten Kapitals

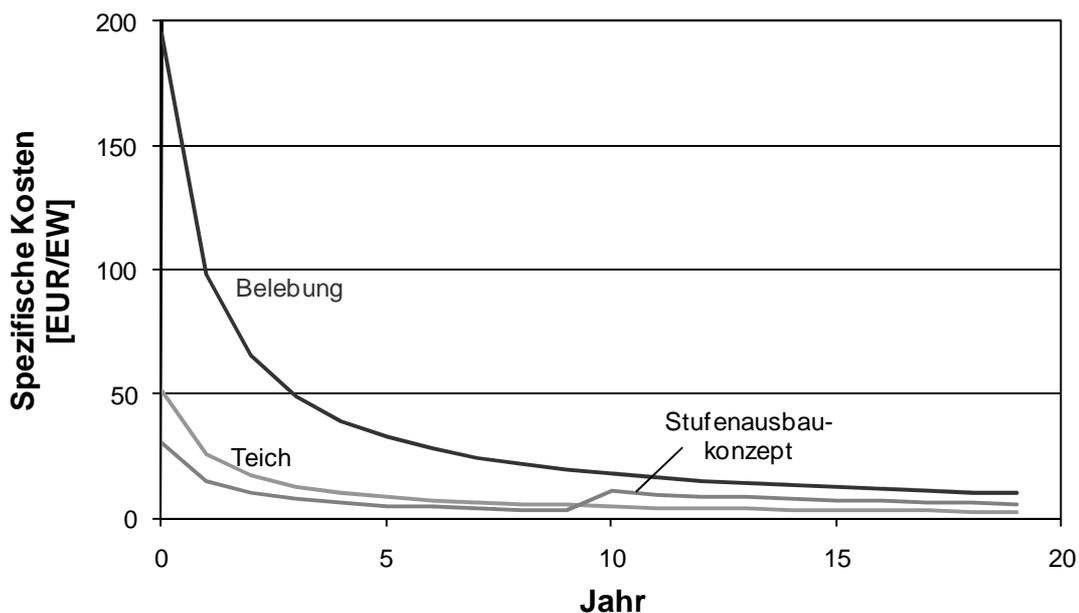


Bild 4.19: Vergleich der spezifischen Kosten

In Bild 4.19 ist der Vergleich der spezifischen Kosten aller drei Varianten dargestellt. Vorteile des stufenweisen Ausbaus im Vergleich zu den anderen Verfahren sind:

- Sichere Elimination von CSB/BSB<sub>5</sub>, Stickstoff, Keimen,

- Geringste spezifische Kosten von Projektbeginn an (Mittelwert bei 8,26 EUR pro EW),
- Kapazität der Abwasserreinigungsanlage entspricht dem tatsächlichen Reinigungsbedarf,
- höhere Entscheidungsflexibilität hinsichtlich der zweiten Stufe bei geringerem Planungsrisiko,
- Verlagerung von Investitionen in die Zukunft, Entlastung des aktuellen Budgets und Reduktion der Kapitalkosten.

Die Nachrüstung einer Anaerobstufe zur Schlammfäulung bzw. (bei höheren BSB-Konzentrationen des Rohabwassers) zur Abwasserbehandlung ist bei allen drei Varianten möglich, sobald die Anlagenauslastung eine wirtschaftliche Biogasnutzung erlaubt oder um die Methanemissionen zu verringern.

#### **4.4.3 Übersicht der Abwasserreinigungstechnologien nach stufenausbau-fähigen Komponenten**

In Tabelle 4.17 werden die grundsätzlich gebräuchlichsten Komponenten kommunaler Abwasserreinigung tabellarisch aufgearbeitet und die Hauptbemessungsgröße dargestellt.

#### **4.4.4 Matrix zur Eignung verschiedener Kombinationen von Komponenten und Verfahren**

In Tabelle 4.18 sind die Kombinationsmöglichkeiten in den Abstufungen ungeeignet – nicht sinnvoll – nicht erforderlich – geeignet – sinnvoll – erforderlich bewertet. Mit Hilfe dieser Matrix soll eine Aussage getroffen werden, ob eine vor-, zwischen- oder nachgeschaltete Kombination grundsätzlich möglich ist. In diesem Zusammenhang sei noch mal darauf hingewiesen, dass, wie bei jeder anderen technischen Bemessungsregel, Kalkulationshilfe oder Checkliste, es nie möglich sein wird, die völlige und bedingungslose Übertragbarkeit der Ergebnisse auf jeden denkbaren Einzelfall abzusichern, so dass projektspezifische Randbedingungen in jedem Fall abzuwägen sind.

Tabelle 4.17: Komponenten der kommunalen Abwasserreinigung

Abwasserreini- gungs- komponente	Beschreibung	Bemessung
Rechen	Grob-, Sieb- und Feinrechen	Austrag von Grobstoffen
Mineralische Ab- setzbecken	Lang-, hydraulischer und belüfte- ter Sandfang	Sinkgeschwindigkeit minerali- scher Fraktionen
Organische Ab- setzbecken	Vorklärbecken, Absetz- und Nachklärteich, Lamellensepara- toren	Aufenthaltszeit, Oberflächenbe- schickung, Volumenerfahrungs- wert
Reaktor	belüftete und unbelüftete Reak- toren	Aufenthaltszeit, Schlammalter, Raumbelastung
Abwasserteiche	belüfteter, unbelüfteter (anaerob, fakultativ), Schönungsteich	Raumbelastung, Aufenthaltszeit, Flächenerfahrungswert
Biofilmverfahren	Tropfkörper, (Scheiben-) Tauch- körper, getauchtes Festbettver- fahren	Raumbelastung, Flächenbelas- tung
Algenreaktor	Abwasserreinigung durch Algen	Flächen- bzw. Raumbelastung
Membranbelebung	Einsatz von Membranmodulen	Fluxrate
Pflanzenkläranlage	Bodenfilter	Aufenthaltszeit, Flächenerfah- rungswert
Biofilter	geschlossener aerober Schlammbedreaktor	Flächenbelastung
Anaerober Reaktor	hier betrachtet: UASB-Reaktor	Raumbelastung
Aufstaubehälter (SBR)	Alle Abwasserreinigungsvorgän- ge in einem Behälter	Schlammalter, Raumbelastung, Oberflächenbeschickung
Fällungsreaktor	Phosphorfällung, Metallfällung	Zu fällende Stoffe
Desinfektion	UV-Bestrahlung, Chlorung, Ozo- nung	Zu desinfizierende Stoffe
Filtration	Filterstufe	Zu filternde Stoffe

#### 4.4.5 Technisch-wirtschaftliche Checkliste ausgewählter Stufenausbaukonzepte

In der Checkliste für technisch-wirtschaftliche Kriterien sind die wesentlichen Reinigungsziele der in Kapitel 4.4.3 aufgezeigten grundsätzlichen Komponenten kommunaler Abwasserreinigung dargestellt und die Parameter Luftemissionen, Energie- und Chemiebedarf, Importbedarf, Personalqualifikation, Grundstücksbe-

darf sowie für Investitions- und Betriebskosten mit den Abstufungen kein – gering – mittel – hoch bewertet (Tabelle 4.19).

#### 4.4.6 Beispiele für Kombinationen und Stufenausbaukonzepte

##### 4.4.6.1 Tropfkörper- und Belebungsverfahren

Die Kombination von Tropfkörper- und Belebungsverfahren besteht aus den Hauptkomponenten Tropfkörper, belüfteter Reaktor und Nachklärbecken (Bild 4.20). Dieses Verfahren ist insbesondere für Abwässer mit hohem Kohlenstoffanteil bzw. für eine Kapazitätssteigerung einer Abwasserreinigungsanlage hinsichtlich Kohlenstoffelimination geeignet. Der Abfluss aus dem Tropfkörper fließt in ein belüftetes Becken. Der Schlamm aus der Nachklärung wird in einem Rücklaufschlammkreislauf zurück in das Belebungsbecken gepumpt, um die Aufenthaltszeit des biologisch aktiven Schlammes von der des Abwassers zu entkoppeln. Der Überschussschlamm wird abgezogen und entsorgt.

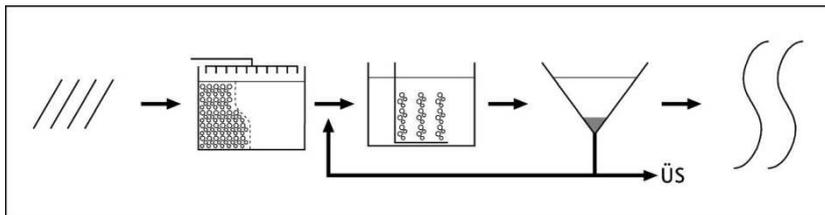


Bild 4.20: Kombination aus Tropfkörper- und Belebungsverfahren

Als interessante Variation dieser Verfahrenskombination kann der Rücklaufschlamm auch direkt in den Tropfkörper gepumpt werden. Dieser kann dann als aktivierter Biofilter (ABF) bezeichnet werden. Erfahrungen über Probleme mit der Sauerstoffversorgung bei Steinfüllungen im Tropfkörper bei dieser Kombination weisen auf eine bessere Eignung von Plastikfüllungen hin. Ein ABF ergibt eine sehr geringe organische Belastung im Ablauf, da auch schwer abbaubare Kohlenstoffverbindungen schon im Tropfkörper reduziert werden können.

Das Tropfkörper-Belebungsverfahren mit Nitrifikation ist kombinierbar mit einer Denitrifikationsstufe, um das anfallende Nitrat zu denitrifizieren. Dabei ist jedoch eine zusätzliche externe Kohlenstoffquelle zu dosieren, da mit einer sehr geringen BSB-Konzentration im Ablauf des belüfteten Beckens zu rechnen ist.

Tabelle 4.18: Matrix zur Eignung verschiedener Kombinationen von Komponenten und Verfahren

betrachtetes Verfahren		Belebungsverfahren		Aufstauverfahren (SBR)		Tropfkörper		Tauchkörper		Getauchtes Festbett		Teichkläranlage		Pflanzenkläranlage, bewachsene Bodenfilter			
Kombination mit																	
Verfahren	Belebungsverfahren			geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor- oder nachgeschaltet	geeignet	vorgeschaltet		
	Aufstauverfahren (SBR)	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet			geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet für C-Abbau oder Nitrifikation	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet für C-Abbau oder Nitrifikation	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	ungeeignet	grundsätzlich verschiedene Verfahren	geeignet	vorgeschaltet		
	Tropfkörper	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet für C-Abbau oder Nitrifikation			geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet		
	Tauchkörper	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet		geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet			geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet		
	Getauchtes Festbett	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet			geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet		
	Teichkläranlage	geeignet	vor- oder nachgeschaltet	ungeeignet	grundsätzlich verschiedene Verfahren	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet			geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet		
	Pflanzenkläranlage, bewachsener Bodenfilter	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet				
Komponenten	Rechen	sinnvoll	zur Abtrennung von Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von Grobstoffen	geeignet	zur Abtrennung von Grobstoffen		
	Sandfang	sinnvoll	zur Abtrennung von Sand	sinnvoll	zur Abtrennung von Sand	sinnvoll	zur Abtrennung von Sand	sinnvoll	zur Abtrennung von Sand	sinnvoll	zur Abtrennung von Sand	nicht erforderlich	Sandabtrennung nicht erforderlich	nicht erforderlich	Sandabtrennung nicht erforderlich		
	Vorklärbecken	sinnvoll	zur Abtrennung von org. Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von org. Grobstoffen	erforderlich	zur Abtrennung von org. Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von org. Grobstoffen	sinnvoll	zur Abtrennung von org. Grobstoffen	nicht erforderlich	Abtrennung von org. Grobstoffen nicht erforderlich	geeignet	Abtrennung von org. Grobstoffen nicht erforderlich		
	Absetz- oder Vorklärteich	nicht sinnvoll	grundsätzlich unterschiedliche Verfahren	geeignet	vorgeschaltet zur Abtrennung von Grobstoffen	geeignet	vorgeschaltet zur Abtrennung von Grobstoffen	geeignet	vorgeschaltet zur Abtrennung von Grobstoffen	geeignet	vorgeschaltet zur Abtrennung von Grobstoffen	geeignet	vorgeschaltet zur Abtrennung von Grobstoffen	geeignet	vorgeschaltet zur Abtrennung von Grobstoffen		
	unbelüftetes Becken	geeignet	Denitrifikation, Bio-P-Becken	nicht sinnvoll	Funktion bereits im SBR enthalten	geeignet (bei C-Zugabe)	vorgeschaltet zur Bio-P-Elimination, nachgeschaltet zur Denitrifikation	geeignet (bei C-Zugabe)	vorgeschaltet zur Bio-P-Elimination, nachgeschaltet zur Denitrifikation	geeignet	Denitrifikation, Bio-P-Elimination	nicht sinnvoll	grundsätzlich unterschiedliche Verfahren	nicht sinnvoll	grundsätzlich unterschiedliche Verfahren		
	belüftetes Becken	erforderlich	essentieller Teil des Belebungsverfahrens	nicht sinnvoll		geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	nicht sinnvoll				nicht sinnvoll	
	Nachklärbecken	erforderlich	essentieller Teil des Belebungsverfahrens	nicht sinnvoll		erforderlich	zur Abtrennung abgespülten Bewuchs	sinnvoll	zur Abtrennung abgespülten Bewuchs	erforderlich	zur Abtrennung abgespülten Bewuchs	nicht sinnvoll				nicht erforderlich	Absetzwirkung im durchströmten Pflanzenkörper
	unbelüfteter Teich	nicht sinnvoll	grundsätzlich unterschiedliche Verfahren	nicht sinnvoll		geeignet (bei C-Zugabe)	vorgeschaltet zur Bio-P-Elimination, nachgeschaltet zur Denitrifikation	geeignet (bei C-Zugabe)	vorgeschaltet zur Bio-P-Elimination, nachgeschaltet zur Denitrifikation	geeignet	Denitrifikation, Bio-P-Elimination	geeignet	essentieller Teil einer Teichkläranlage	geeignet	vorgeschaltet		
	belüfteter Teich	nicht sinnvoll		nicht sinnvoll		geeignet	vor- oder nachgeschaltet	geeignet	vor- oder nachgeschaltet	geeignet	vor- oder nachgeschaltet	geeignet	essentieller Teil einer Teichkläranlage	geeignet	vorgeschaltet		
	Nachklärteich	nicht sinnvoll		nicht sinnvoll		geeignet	zur Abtrennung abgespülten Bewuchs, Alternativ zu Nachklärbecken	geeignet	zur Abtrennung abgespülten Bewuchs, Alternativ zu Nachklärbecken	geeignet	zur Abtrennung abgespülten Bewuchs, Alternativ zu Nachklärbecken	geeignet	essentieller Teil einer Teichkläranlage	nicht erforderlich	Schlammabtrennung nicht erforderlich		
	Schönungsteich	geeignet		nachgeschaltet zur Ablaufverbesserung		geeignet	nachgeschaltet zur Ablaufverbesserung	geeignet	nachgeschaltet zur Ablaufverbesserung	geeignet	nachgeschaltet zur Ablaufverbesserung	geeignet	essentieller Teil einer Teichkläranlage	geeignet	nachgeschaltet zur Ablaufverbesserung		
	Algenreaktor	nicht sinnvoll	grundsätzlich unterschiedliche Verfahren	nicht sinnvoll		Grundsätzlich unterschiedliche Verfahren	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	zwischen- oder nachgeschaltet	geeignet	vor-, zwischen- oder nachgeschaltet	
	Membranstufe	geeignet	anstelle des Nachklärbeckens, auch partieller Einsatz möglich	geeignet		bei erhöhten Reinigungsanforderungen	geeignet	nachgeschaltet	geeignet	nachgeschaltet	geeignet	nachgeschaltet	geeignet	nachgeschaltet	geeignet	nachgeschaltet	
	Biofilter	geeignet	vor- oder zwischengeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet		vor- oder zwischengeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vor- oder zwischengeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vor- oder zwischengeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	nachgeschaltet zur Nitrifikation oder Denitrifikation nach C-Zugabe	geeignet	vor- oder zwischengeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vor- oder zwischengeschaltet bei viel CSB im Zulauf	
	Anaerober Reaktor (UASB)	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf	geeignet	vorgeschaltet bei viel CSB im Zulauf		
	Phosphorfällung	geeignet	Vor-, Simultan- oder Nachfällung	geeignet	Vor-, Simultan- oder Nachfällung	geeignet	Vor-, Simultan- oder Nachfällung	geeignet	Vor-, Simultan- oder Nachfällung	geeignet	Vor-, Simultan- oder Nachfällung	geeignet	Vor-, Simultan- oder Nachfällung	geeignet	nachgeschaltet zur sicheren Elimination von Phosphor		
	Desinfektion	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf	geeignet	zur Keimreduktion im Ablauf		
Filtration	geeignet	zur Reduktion der Feststoffkonzentration	geeignet	zur Reduktion der Feststoffkonzentration	geeignet	zur Reduktion der Feststoffkonzentration	geeignet	zur Reduktion der Feststoffkonzentration	geeignet	zur Reduktion der Feststoffkonzentration	geeignet	zur Reduktion der Feststoffkonzentration	nicht erforderlich	Filtration durch Pflanzenkläranlage			



In Bild 4.21 ist ein beispielhaftes Stufenausbaukonzept für die Kombination von Tropfkörper- und Belebungsverfahren dargestellt. Ausgehend von einer einfachen mechanischen Abwasserreinigung in einem Absetzbecken, kann in einem Tropfkörper die Reinigungsleistung hinsichtlich CSB erhöht und evtl. auch eine Nitrifikation ermöglicht werden. Die vorgeschaltete mechanische Reinigungsstufe dient zur Vermeidung von Verstopfungen im Tropfkörper. Ein nachgeschaltetes Absetzbecken dient zur Beseitigung abgespülten Bewuchses. Als weitergehende Reinigungsstufen sind ein belüfteter Reaktor sowie ein unbelüfteter Reaktor bei einer Schlammrückführung aus dem Nachklärbecken (Belebungsverfahren) dargestellt. Um die Denitrifikation im unbelüfteten Reaktor zu gewährleisten ist es evtl. erforderlich, eine C-Quelle hinzuschalten. Um die Schlammmenge zu reduzieren, jedoch das Schlammalter im belüfteten Becken zu halten, kann ein Absetzbecken zwischen Tropfkörper und belüftetem Becken eingerichtet werden (hier nicht dargestellt).

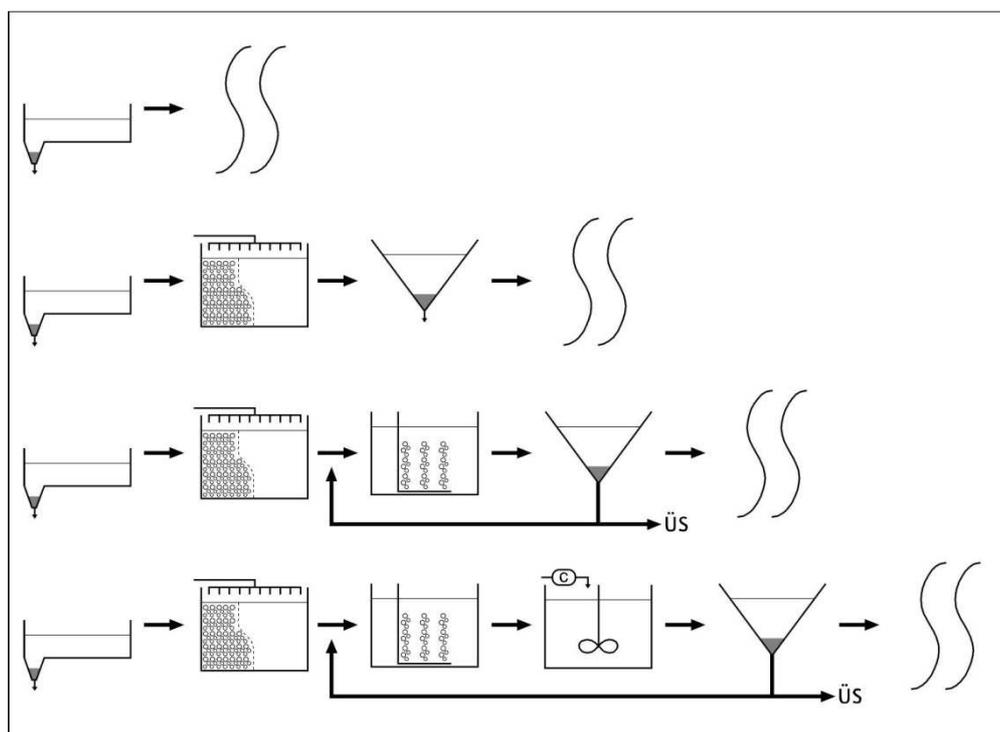


Bild 4.21: Beispielhaftes Stufenausbaukonzept für die Kombination von Tropfkörper- und Belebungsverfahren

#### 4.4.6.2 Belebungsverfahren mit Festkörperpackung

Unter Belebungsverfahren mit Festkörperpackung versteht man die Kombination eines herkömmlichen Belebungsverfahrens und dem Einsatz von Festkörpern oder Füllelementen. Die Festkörper sind dabei in der Belebung fest installiert oder

schwimmen auf dem Abwasser auf. Die aktive Biomasse ist sowohl suspendiert im Abwasser als auch sessil auf den Aufwuchsflächen der Füllelemente vorhanden. Durch den Einsatz von Festkörpern ist eine höhere Raumbelastung durch eine höhere Biomassenkonzentration im Belebungsbecken realisierbar. Das Verhältnis von Beckenvolumen zur Schmutzfracht ist im Vergleich zum herkömmlichen Belebungsverfahren geringer und das Verfahren damit u. U. wirtschaftlicher.

Aufgrund der Komplexität der Verfahrenskombination gibt es bisher nur empirische Bemessungstabellen. Es sind jedoch sehr gute Sedimentationseigenschaften bei granuliertem belebtem Schlamm beobachtet worden. Ein höherer Biomassegehalt bis 18 mg/l wurde auf verschiedenen Anlagen erreicht, oberhalb von 18 mg/l kann es verstärkt zu Problemen mit der Sauerstoffversorgung der Biomasse kommen.

Das Absetzverhalten des Schlammes ist beim Einsatz der Festkörperpackung besser als bei herkömmlicher Belebung, daher haben die Nachklärbecken eine höhere Wirksamkeit, was zusätzlich zum Vorteil dieses Verfahrens beiträgt. Das Schlammalter kann hoch gehalten werden, so dass auch schwer abbaubare Substanzen eliminiert werden können. Die Rücklaufschlammmenge ist geringer, und es kommt zu einer stofflichen Entlastung der Nachklärung bei gleichzeitig verbesserten Absetzeigenschaften. Es besteht die Möglichkeit zur Entkopplung von C- und N-Abbau.

Allgemein kann der Einsatz von Festkörpern als optionale Erweiterung für das Belebungsverfahren angesehen werden, um eine höhere Reinigungsleistung ohne große Investitionskosten und erhöhten Platzbedarf zu erreichen. Die Betriebskosten bleiben im Vergleich zum herkömmlichen Belebungsverfahren gleich. Beim Einsatz dieser Verfahrenskombination ist im Vergleich zum Belebungsverfahren keine erhöhte Personalqualifikation erforderlich. Der Einsatz von Festkörpern im Belebungsverfahren muss jedoch im Einzelfall auf Tauglichkeit hinsichtlich der baulichen und abwasserinhaltlichen Randbedingungen geprüft werden, optimal ist die Untersuchung einer stabilen Prozessführung in Versuchsreaktoren.

In Bild 4.22 ist ein beispielhaftes Stufenausbaukonzept für das Belebungsverfahren mit Festkörperpackung dargestellt. Ausgehend von einer mechanischen Reinigung in einem Vorklärbecken und einem Rechen werden zunächst ein belüfteter Reaktor (Belebungsbecken) und ein Nachklärbecken mit einem Schlammrücklauf gebaut. Ein vorgeschalteter unbelüfteter Reaktor mit einer Rezirkulation des Abwassers aus dem Ablauf des Belebungsreaktors in den Zulauf des unbelüfteten Reaktors ermöglicht auch die Denitrifikation. Als letzte Reinigungsstufe ist die Er-

höhung der Reinigungsleistung durch die Hinzunahme von Festkörpern im belüfteten Reaktor dargestellt.

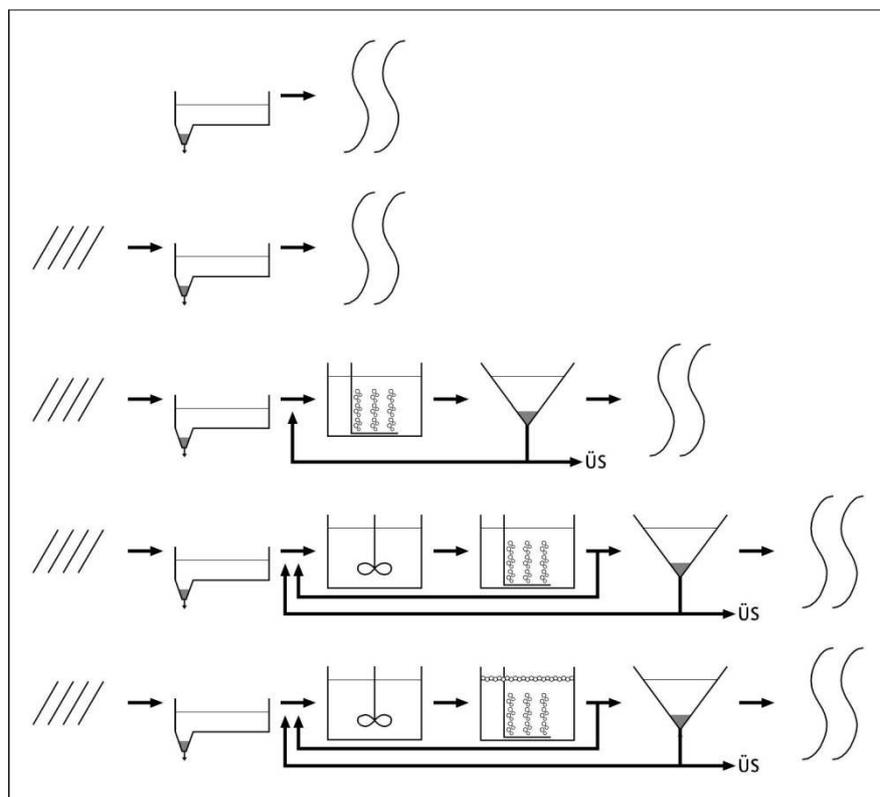


Bild 4.22: Beispielhaftes Stufenausbaukonzept für das Belebungsverfahren mit Festkörperpackung

#### 4.4.6.3 Teichkläranlage und Tropfkörper

Unter der Verfahrenskombination von Teichkläranlage und Tropfkörper ist die Anordnung eines Tropfkörpers vor, zwischen oder hinter einer Teichkläranlage zu verstehen. Diese Verfahrenskombination zielt neben der Elimination von Kohlenstoff und Nährstoffen in den Teichen auf eine Erhöhung der Reinigungsleistung durch den Einsatz des Tropfkörpers (WEF, 2000). Ein Rücklauf des Schlammwassers ist sinnvoll, um das erforderliche Schlammalter für eine Nitrifikation in den Teichen und im Tropfkörper zu erreichen. Ein Absetzbecken oder -teich ist dem Tropfkörper vorzuschalten. Zum Einsatz eines Scheibentauchkörpers anstelle eines Tropfkörpers siehe z. B. Büscher et al. (1995).

Vorteil des Verfahrens ist die schwerpunktmäßige Ausbildung von Reinigungszielen. Wird in der Teichkläranlage vorwiegend Kohlenstoff eliminiert, erfolgt im Tropfkörper vorwiegend die Nitrifikation des Abwassers.

Die Kombination aus Tropfkörper und Teichkläranlage ist dann sinnvoll, wenn aufgrund begrenzter Platzverhältnisse oder gesteigerter Reinigungsanforderungen ein weiterer Ausbau der Teichkläranlage nicht möglich oder unsinnig ist. Die Investitions- und Betriebskosten sind verhältnismäßig gering im Vergleich zur erhöhten Reinigungsleistung. Das technische Niveau ist bei beiden Komponenten gering, daher eignet sich diese Verfahrenskombination für Entwicklungs- und Schwellenländern. Allerdings ist eine zusätzliche Pumpe für die Beschickung des Tropfkörpers erforderlich.

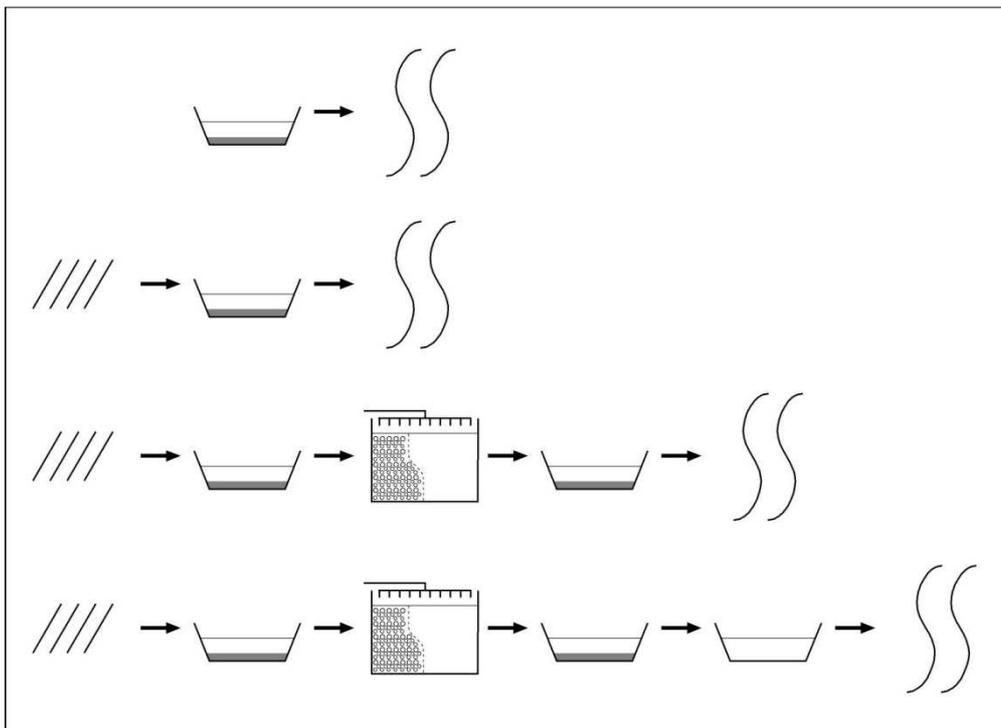


Bild 4.23: Beispielhaftes Stufenausbaukonzept für die Kombination aus Teich- und Tropfkörperverfahren

In Bild 4.23 ist ein beispielhaftes Stufenausbaukonzept für die Kombination aus Teich- und Tropfkörperverfahren dargestellt. Ausgehend von einer einfachen mechanischen Abwasserreinigung in einem Absetzteich und einem Rechen kann in einem Tropfkörper die Reinigungsleistung hinsichtlich CSB erhöht und evtl. auch eine Nitrifikation ermöglicht werden. Die vorgeschalteten mechanischen Reinigungsstufen dienen dabei zur Vermeidung von Verstopfungen im Tropfkörper. Ein nachgeschalteter Absetzteich dient zur Beseitigung ab gespülten Bewuchses. Im folgenden Schönungsteich wird neben geringen biologischen Abbauprozessen hauptsächlich eine Pufferwirkung gegenüber Fracht- und hydraulischen Spitzen durch das große Retentionsvolumen sowie die Reduktion pathogener Organismen

durch eine erhöhte Aktivität von Algen u. a. über die Anhebung des pH-Wertes erzielt.

#### 4.4.6.4 UASB-Reaktor und Teichkläranlage

Unter der Verfahrenskombination UASB-Reaktor und Teichkläranlage ist die Kombination eines anaeroben Reinigungsverfahrens, hier UASB-Reaktor, mit einer Teichkläranlage zu verstehen. Reinigungsleistungen von UASB-Reaktoren sind hauptsächlich auf die Reduzierung von Kohlenstoff im Abwasser beschränkt. Um die im Abfluss des anaeroben Reaktors hohen Nährstoffkonzentrationen abzubauen, hat sich in den letzten Jahren die Anordnung von Teichkläranlagen als 2. Reinigungsstufe hinter der anaeroben Reinigungsstufe weitgehend durchgesetzt. Dabei wird ein weitergehender Abbau von Kohlenstoff, Nährstoffen sowie pathogenen Keimen erreicht (von Sperling und Chernicharo, 2005). Die Erhöhung der Reinigungsleistung durch den Einsatz eines UASB-Reaktors ist dann sinnvoll, wenn aufgrund begrenzter Platzverhältnisse oder gestiegener Reinigungsanforderungen ein weiterer Ausbau der Teichkläranlage nicht möglich oder die Nutzung des im UASB-Reaktor entstehenden Biogases gewünscht ist.

Eine sinnvolle Anordnung ist die Zwischenschaltung des UASB-Reaktors hinter den Vorklärteichen. Es sollte darauf geachtet werden, dass kaum partikuläre, aber ausreichend gelöste Kohlenstoffverbindungen im Zulauf zum UASB-Reaktor vorhanden sind. In nachgeschalteten belüfteten Teichen und Schönungsteichen kann eine Nachreinigung des Abwassers erfolgen.

Der Vorteil dieser Verfahrenskombination ist, dass im Abwasser nach dem Durchlaufen des UASB-Reaktors der Kohlenstoff größtenteils abgebaut ist und somit die nachfolgenden Abwasserteiche eine geringe Belastung durch Kohlenstoff erfahren. Die nicht abgebauten Nährstoffe sowie der Rest-CSB im Ablauf der anaeroben Stufe können in den Teichen biologisch abgebaut werden (Sobrinho et al., 2004; Cavalcanti et al., 2001; Chernicharo et al., 2001). Der Flächenbedarf ist durch den Einsatz des UASB-Reaktors mit seiner hochaktiven Biomasse im Gegensatz zu einer herkömmlichen Teichkläranlage deutlich geringer. Die in der anaeroben Stufe anfallende Gasmenge kann energetisch genutzt werden. Die Emissionen im Hinblick auf Geruchsbelästigungen sind aufgrund des hohen Abbaugrades von Kohlenstoff im UASB-Reaktor gering.

Nachteile sind einerseits, dass aufgrund des UASB-Reaktors eine Vorbehandlung zur Entfernung von Störstoffen wie z. B. Sand und Grobstoffen erforderlich ist (Kapitel 3.3.2.5). Der im UASB-Reaktor anfallende Schlamm muss in regelmäßi-

gen Abständen entnommen werden (im Gegensatz zum Schlamm aus Abwasserteichen, der i. d. R. nur in mehrjährigen Abständen geräumt wird).

Der Energiebedarf einer Kombination von UASB-Reaktor und Teichkläranlage ist gering, jedoch ist für den UASB-Reaktor eine Pumpe erforderlich.

Insgesamt qualifiziert sich die Kombination von UASB-Reaktor und Teichkläranlage als kostengünstige und zielführende Alternative zu herkömmlichen biologischen Reinigungsverfahren. Sowohl Investitions- als auch Betriebskosten sind deutlich geringer als beim Belebungsverfahren. Grundsätzlich besteht kein Chemikalienbedarf, da keine Phosphatfällung oder Desinfektion erforderlich ist. Die Anforderung an die Qualifikation des Betriebspersonals ist als gering einzuschätzen. Der Grundstücksbedarf ist als mittel bis hoch einzuschätzen, da der geringe Platzbedarf des UASB-Reaktors durch den hohen Platzbedarf der Teichkläranlage ausgeglichen wird.

Als stufenweiser Ausbau kann der Einsatz von UASB-Reaktor und Teichkläranlage gerade im Hinblick auf die schwerpunktmäßige Abbaukapazität interessant sein, wenn das Gelände (Gefälle) und das Grundstücksdargebot ausreichend sind.

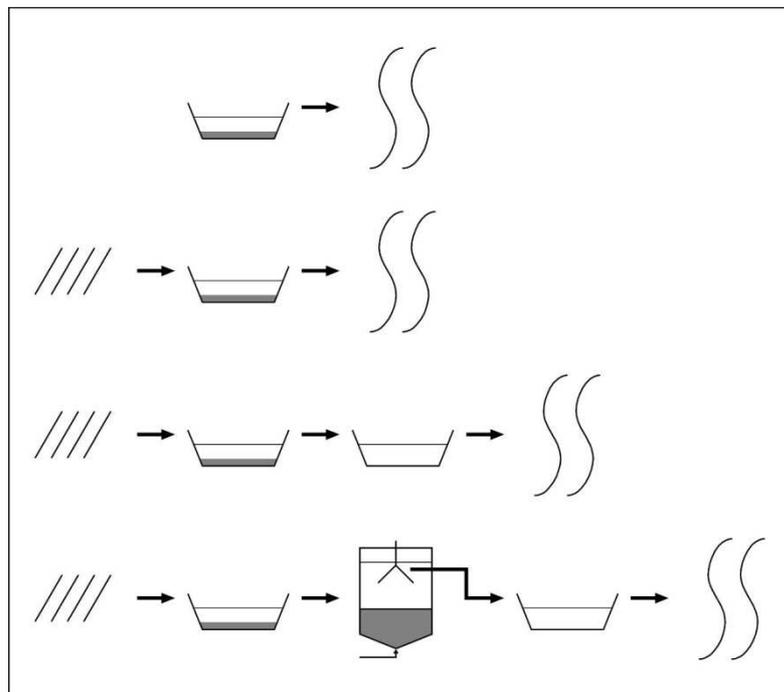


Bild 4.24: Beispielhaftes Stufenausbaukonzept für die Kombination aus UASB-Reaktor und Teichklärverfahren

In Bild 4.24 ist ein beispielhaftes Stufenausbaukonzept für die Kombination von UASB-Reaktor und Teichklärverfahren dargestellt. Ausgehend von einer einfachen mechanischen Abwasserreinigung in einem Absetzteich und einem Rechen sowie einem nachgeschalteten Schönungsteich, in dem neben geringen biologischen Abbauprozessen hauptsächlich eine Pufferwirkung gegenüber Fracht- und hydraulischen Spitzen durch das große Retentionsvolumen sowie die Reduktion pathogener Organismen durch eine erhöhte Aktivität von Algen u. a. über die Anhebung des pH-Wertes erzielt wird, kann in einem UASB-Reaktor eine erhöhte Reinigungsleistung vorwiegend hinsichtlich CSB erreicht werden. Die vorgeschalteten mechanischen Reinigungsstufen dienen dabei zur Vermeidung von Verstopfungen im Anaerobreaktor. Alle Abwasserteiche sollten parallel ausgeführt werden, um Schlammräumungen im laufenden Betrieb zu ermöglichen.

#### **4.4.6.5 Membrananlage und belüfteter Teich**

Die Kombination aus Teich- und Membrankläranlage ist grundsätzlich ähnlich zum Membranbelebungsverfahren. Als Besonderheit ist der Einsatz einer Teichkläranlage anstatt einer herkömmlichen Belebungsanlage gegeben. Diese Kombination kann dann sinnvoll sein, wenn eine bestehende Teichkläranlage z. B. mit der Einhaltung erhöhter Reinigungsanforderungen der Leitparameter konfrontiert wird. Als Alternative zum Komplettumbau der Teichkläranlage kann dann der Einsatz einer Membrananlage geprüft werden.

Die Funktion einer herkömmlichen Teichkläranlage mit Kohlenstoff- und Nährstoffelimination ist uneingeschränkt, lediglich wird der Ablauf nicht über Schönungsteiche in den Vorfluter geführt. Durch einen angelegten Unterdruck wird gereinigtes Abwasser durch die Membrane gesaugt. Die Porendurchmesser der Membrane können so klein (von  $\sim 0,0001$  bis  $1,0 \mu\text{m}$ ) ausgeführt werden, dass selbst Viren zurückgehalten werden, dadurch eine verstärkte Keimreduktion stattfindet und das gereinigte Abwasser eine exzellente Qualität hat (Evenblij et al., 2007; Schmid-Schmieder et al., 2006; Winkler et al., 2009)

Ein Vorteach kann dabei als Vorklärung und Sandfang dienen. Die Membranen sind entweder auf das maximale Regenereignis auszulegen oder es ist ein Ausgleichsbecken für hydraulische Stöße zu installieren. Die Teichkläranlage dient als Schlammstapelraum sowie zur biologischen Teilreinigung, in der Membrananlage erfolgen die weitergehende biologische Reinigung und die Fest/Flüssig-Trennung mit der Möglichkeit der Keimrückhaltung. Vor dem Zulauf zur Membrananlage ist die Anordnung eines Rechens sinnvoll, um Verstopfungen oder Fouling der Membrane durch in der Teichklärung nicht sedimentierte Schwebstoffe zu verhin-

dern. Allerdings ist die Notwendigkeit einer regelmäßigen Reinigung der Membrane mittels chemischer Behandlung oder Rückspülung erforderlich.

Vorteil dieser Verfahrenskombination ist die Möglichkeit einer Kapazitätserweiterung einer bestehenden Teichkläranlage ohne Neubau weiterer Teiche oder dem Komplettumbau der Reinigungsanlage. Die Steigerung der Reinigungsleistung kann in die naturnahe Anlagengestaltung integriert werden.

Nachteilig an der Verwendung von Membranen sind deren hohe Investitions- und Betriebskosten. Das technische Know-how, die richtige Betriebsführung und die richtige technische Wartung müssen vom Betreiber erwartet werden, daher muss eine hohe Personalqualifikation vorhanden sein.

#### 4.4.7 Literatur

- Büscher, E. (1995) Teilreinigung von Abwässern mit hohem Stickstoffgehalt durch Separation und biologische Behandlung mit schwimmenden Scheibentauchkörpern. Band 12 der Schriftenreihe des Lehrstuhls für Umwelttechnik und Management, Private Univ. Witten/Herdecke
- Cavalcanti, P. F. F.; van Handel, A. C.; Kato, M. T.; von Sperling, M.; Ludovice, M. L. und Monteggia, L. O. (2001) Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por lagoas de polimento. In Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios, (C. A. L. Chernicharo coordenador), cap 3, FINEP/PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil, 544 p. (in Portugiesisch)
- Chernicharo, C. A. L., Cota, R. S., Zerbini, A. M., von Sperling, M. und Brito, L. H. (2001) Post-treatment of anaerobic effluents in an overland flow system. *Water Sci. Technol.* 44 (4), S. 229-236
- Evenblij, H., van Nieuwenhuizen, A. und Mulder, J. W. (2007) Hybrid MBR – the perfect upgrade?. *Water21*, Ausgabe April 2007, S. 25f
- Libhaber, M. (2007) Appropriate Technology for Wastewater Treatment and Reuse in Developing Countries. Prepared for the International Symposium Water Supply and Sanitation for All, 27.-28. September 2007, Berching
- Rudolph, K. U., Fuhrmann, T., Harbach, M. (2009) Economic Criteria and Parameters to Evaluate Wastewater Pond Systems. Vortrag für die 8th IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds am 29. April 2009 in Belo Horizonte, Brasilien
- Rudolph, K.-U. (1999) Kostenoptimierung der Abwasserentsorgung durch technische und organisatorische Maßnahmen. In: Kuhnert, L.; Schroedter, W. T. (Hrsg.): Kosten und Gebühren der Abwasserentsorgung, PROAQUA-Schriften Band 1
- Schmid-Schmieder, V. und Hasselbach, R. (2006) Membrananlage mit belüftetem Teich. *Wwt* 06/2006, S. 19

- Sobrinho, P. A. und Jordao, E. P. (2004) Investigación y Experiencia con es Pos-Tratamiento oara Reactores UASB en Brasil. Agua Latinoamérica, Ausgabe November/Dezember 2004, S. 17-20 (in Spanisch)
- WEF (2000) Aerobic Fixed-Growth Reactors; A Special Publication. Water Environment Federation, Alexandria
- Winkler, M., Stein, S. und Lutscher, B. (2009) Die Kläranlage Knautnaundorf, Erweiterung der Membranbelebungsanlage von 900 auf 1.500 EW - die ersten Betriebserfahrungen. In: wwt 1-2/2009, Seite 30

## **4.5 Toolkit zur Projektbewertung und Visualisierung von kommunalen Kläranlagen unter länderspezifischen Gegebenheiten**

### **4.5.1 Einleitung**

*O. Kehl und M. Wichern*

Die in den Industrienationen bewährten Abwasserkonzepte sind nicht immer ohne weiteres auf die Probleme in anderen Ländern übertragbar und individuelle Anforderungen können sich aufgrund der lokalen Begebenheiten deutlich unterscheiden. Die Zahl der technologischen Optionen zur (technischen) Realisierung nachhaltiger Gesamtkonzepte ist groß. Dadurch steht einerseits eine solide Basis für die jeweilige Auswahl eines passenden Konzepts zur Verfügung, erschwert aber andererseits durch die hohe Anzahl verschiedener Kombinationsmöglichkeiten auch die Wahl der Technologie und Konfiguration einer Anlage. Neben den technischen Entscheidungs- und Bemessungsparametern sind es vor allem die ökonomischen Gesichtspunkte, die die Entscheidung prägen. Darüber hinaus kann es unter Aspekten der ökologischen Nachhaltigkeit erforderlich sein, neben der rein technischen Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit einer Anlage auch sämtliche Immissionen in die umweltrelevanten Pfade (Wasser, Boden, Luft) und den Verbrauch natürlicher Ressourcen zu betrachten. Da die Entscheidungsfindung somit durch technische, ökonomische und ökologische Aspekte geprägt sein kann, die bezüglich der Einzelaspekte meist konkurrierende Ziele darstellen, kann die Komplexität des Entscheidungsprozesses schnell beträchtlich erhöht werden.

Eine objektive Auswahl wird durch diese Rahmenbedingungen oft erschwert. Eine gut strukturierte und objektive Analyse der Bedingungen vor Ort, eine holistische Betrachtungsweise und passende Evaluierungskriterien scheinen nötig, um eine möglichst objektive und umfassende Bewertung verschiedener Technologien zu ermöglichen. Hierfür eignet sich in hervorragender Weise die entwickelte Toolkit-Software.

## 4.5.2 Modellierung der Abwasserbehandlungsschritte

*M. Wichern, O. Kehl und V. Spering*

### 4.5.2.1 Gesamtmodellierung

Für den objektiven Vergleich verschiedener Verfahrensvarianten ist es notwendig, die gesamte Anlage mit allen Aggregaten und Baugruppen abzubilden, um die auftretenden Wechselwirkungen der unterschiedlichen biologischen Systeme und somit das Gesamtverhalten der Anlage erfassen zu können (Plant-wide-Modelling). Insbesondere auch vor dem Hintergrund der wirtschaftlichen Bewertung hat die Abbildung aller Komponenten, die Einfluss auf die Investitions- und Betriebskosten haben, einen entscheidenden Einfluss. Dies gewährleistet die richtige Erfassung der Rückfluss- und Stoffströme innerhalb der Anlage. Für einen belastbaren Vergleich von Verfahrensvarianten hinsichtlich ökologischer Gesichtspunkte kann durch eine komplette Abbildung der Anlage ferner eine Abschätzung der Gesamtenergiebilanz und aller Stoff- und Ressourcenströme über die Systemgrenze der Anlage hinaus durchgeführt werden. Voraussetzung für die komplette Abbildung ist, dass für die relevanten Baugruppen Modelle vorhanden sind. Um eine möglichst flexible Bewertung einer möglichst großen Zahl an Anlagenkonfigurationen zu ermöglichen, muss zudem die Möglichkeit bestehen, diese Baugruppen frei und durchgängig zu koppeln (Modulares Konzept).

### 4.5.2.2 Schnittstellendefinition und Modellkopplung

Um die Anforderungen der Gesamtmodellierung und der Durchgängigkeit zu erfüllen, war es nötig, einen Abwasservektor zu definieren, der maßgebend für die Beschreibung der Ein- und Ausgänge der Einzelmodelle ist. Dies ermöglicht eine freie Verschaltung der Anlagenkomponenten. Der Abwasservektor orientierte sich dabei an der Methodik der Belebtschlammmodelle der IWA (ASM1-3). Dadurch wird die Möglichkeit gegeben, nach einer stationären Berechnung und einer ersten Analyse Daten relativ problemlos für eine detailliertere dynamische Simulation zu nutzen. Es werden die Stoffgruppen CSB, Phosphor und Stickstoff berücksichtigt und zwischen gelösten und partikulären Stoffe unterschieden (Tabelle 4.20). Den einzelnen Fraktionen innerhalb des Vektors werden Stickstoff- und Phosphoranteile zugeordnet, um somit die organischen Anteile zu definieren. Zudem werden den als partikulär definierten Stoffen Faktoren zugeordnet, die den Feststoffanteil festlegen.

Tabelle 4.20: Allgemeiner Abwasservektor zur Nutzung innerhalb des Toolkits

Stoffgruppe	Einheit	Beschreibung
$S_I$	[g CSB/m <sup>3</sup> ]	inertes, gelöster CSB
$X_I$	[g CSB/m <sup>3</sup> ]	inertes, partikulärer CSB
$S_S$	[g CSB/m <sup>3</sup> ]	leicht abbaubarer, gelöster CSB
$X_S$	[g CSB/m <sup>3</sup> ]	Schwer abbaubarer CSB
$N_{inorg}$	[g N/m <sup>3</sup> ]	anorganischer Stickstoff (im wesentlichen NH <sub>4</sub> -N + NO <sub>3</sub> -N)
$P_{gel}$	[g P/m <sup>3</sup> ]	gelöster Phosphor (im wesentlichen PO <sub>4</sub> -P)
$P_{part}$	[g P/m <sup>3</sup> ]	partikulärer Phosphor
$X_{min}$	[g TS/m <sup>3</sup> ]	mineralische Feststoffe
$S_{ALK}$	[g HCO <sub>3</sub> /m <sup>3</sup> ]	Alkalinität
$Q$	[m <sup>3</sup> /d]	Abwassermenge

#### 4.5.2.3 Bestehende Modellansätze

Zur Berechnung der Größen im Abwasservektor (Konzentrationen und Volumenstrom) müssen neben den Randbedingungen für zu- und ablaufende Abwasserströme, Gleichungen zur Berechnung der Abbauvorgänge bereitgestellt werden.

In der Siedlungswasserwirtschaft besteht die größte Erfahrung bei der dynamischen Modellierung in der Abbildung der biologischen Aktivität in Belebungsanlagen. Darüber hinaus finden sich zur Anlagenbemessung verschiedene stationäre Ansätze. Für Baugruppen der Belebung liegen somit stationäre Bemessungsansätze und dynamische Modelle in verschiedenen Skalierungen vor.

Für die Abbildung der anaeroben Schlammstabilisierung existieren sowohl stationäre Bemessungsansätze als auch dynamische Ansätze. Mit der Veröffentlichung des Anaerobic Digestion Model No. 1 (Batstone et al., 2002) etablierte sich zudem ein international weitgehend akzeptiertes Referenzmodell. Weitere mathematische Modelle, die den anaeroben Abbau beschreiben, liegen in großer Zahl vor. Für die stationäre Dimensionierung von Anaerobreaktoren finden sich ebenfalls verschiedene Ansätze (Merkel, 1998).

Für Teiche existieren verschiedene Modellansätze, die von sehr stark vereinfachten Modellen bis hin zu hochkomplexen dynamischen Modellen reichen. Im Wesentlichen existieren vier verschiedene Ansätze zur Bemessung von Teichanlagen (mit entsprechenden Varianten und variierenden Parametersätzen): Die Bemessung auf Basis der Oberflächen- oder Volumenbelastung (loading rates), empiri-

sche Bemessungsansätze, reaktortheoretische Ansätze und die mathematische Modellierung. Während für die dynamischen Modellansätze noch kein international anerkanntes Standardmodell existiert, das mit dem Status der dynamischen Belebtschlamm- und Anaerobmodellen vergleichbar wäre, haben sich bei der Bemessung in der Praxis traditionell einfache reaktortheoretische Ansätze etabliert, in denen das komplexe Zusammenspiel der einzelnen Faktoren stark vereinfacht durch einen einzigen Parameter, der Reaktionsrate erster Ordnung (k-Wert), berücksichtigt wird. Eine Diskussion der Grundzüge der vier verschiedenen Berechnungsansätze ist z. B. in Shilton (2005) zu finden.

Modelle für weitere (mechanische) Anlagenteile sind im Allgemeinen weniger umfangreich verfügbar.

#### **4.5.2.4 Analyse bestehender Modellansätze**

Die Vielzahl an bereits existierenden Modellen erforderte eine umfangreiche Analyse der bestehenden relevanten Ansätze, um abschätzen zu können, inwieweit diese für eine Kopplung innerhalb des Plant-wide-Modelling und somit für die Implementierung geeignet waren. Die Untersuchungen setzten den Schwerpunkt auf die Kombinierbarkeit bestehender stationärer Bemessungsansätze zu Belebungsanlagen, Anaerobreaktoren und verschiedenen Teichanlagentypen, sowie den Einfluss länderspezifischer Rahmenbedingungen auf die Berechnungsergebnisse. Zur Analyse des Modellverhaltens und der Modellsensitivität bestehender Modelle fanden zwei methodische Ansätze Anwendung: Zum einen wurden zur Abschätzung des generellen Verhaltens der Modelle bei verschiedenen Randbedingungen mehrere tausend Szenarienrechnungen durchgeführt. Zum anderen erfolgte eine explizite Analyse bezüglich der Temperatureffekte, ohne Berücksichtigung anderer Parameter. Beide Methoden zusammen erlaubten eine umfassende Beurteilung des generellen Modellverhaltens.

#### **Ergebnisse Modellvergleich Belebungsanlagen**

Untersucht wurden verschiedene internationale Bemessungsansätze, wie sie z. B. in den USA, Japan, Dänemark, der Schweiz oder Südafrika Verwendung finden (Eckenfelder, 1991; EPA, 1993; Randall and Sen, 1993; Jansen, 1991; Ichimura et al., 1994; Gujer, 1993; WRC, 1984). Allgemein lässt sich sagen, dass der Vergleich der Modelle und Berechnungsergebnisse signifikante Unterschiede zeigte. So weisen die Belebungsmodelle bei einem Vergleich trotz einiger Gemeinsamkeiten sowohl in den Modellannahmen als auch im Ablauf des Bemessungsweges deutliche Unterschiede auf. Entsprechend groß sind die resultierenden Unter-

schiede bei den Berechnungsergebnissen. Es zeigten sich signifikante Differenzen, die sowohl in grundlegend unterschiedlichen Modellannahmen (wie CSB oder BSB<sub>5</sub> als Grundlage), als auch unterschiedlichen Werten für die Sicherheitsfaktoren oder die kinetischen Parameter begründet liegen (Differenzen von teilweise über 200 % bei 10 °C). Obwohl die Verhinderung der Auswaschung der Nitrifikanten maßgebendes Bemessungsziel aller Verfahren ist, ergeben sich große Unterschiede bei der Berechnung der aeroben Schlammalter (Differenzen von bis zu 200 %). Auch die berechneten Beckenvolumina weisen signifikante Unterschiede auf (Differenzen von 250 %). Die Berechnungsmodelle waren ferner durch starke Temperaturabhängigkeiten geprägt. Eine Temperaturerhöhung um nur 5 °C kann so das berechnete Belebungsbeckenvolumen bereits um mehr als 40 % senken. Temperaturerhöhungen von 5 °C auf 30 °C können damit zu einer Senkung der berechneten Werte um mehr als 90 % führen. Neben den Ergebnissen zur Untersuchung der Temperatureffekte weisen die Differenzen bezüglich der zufallsgenerierten (Monte Carlo) Berechnungen teilweise auf noch höhere potentielle Unterschiede der Modelle hin. Darüber hinaus zeigte die Untersuchung neben den Temperaturabhängigkeiten auch Unterschiede bezüglich der Sensitivität gegenüber Veränderungen in den Zuflussfrachten.

### **Ergebnisse Modellvergleich Teichanlagen**

Untersucht wurden verschiedene Ansätze für fakultativ belüftete Teiche (von Sperling, 2005; EPA, 1983), für anaerobe Teiche (von Sperling, 2005), sowie für fakultative Teiche (von Sperling, 2005; EPA, 1983; Gloyna, 1976; Wehner und Wilhelm, 1965; Thirumurthi, 1969; Thirumurthi, 1974). Auch bei den Bemessungsansätzen für Teichanlagen zeigen sich deutliche Differenzen und hohe Temperaturabhängigkeiten. Temperaturerhöhungen um 5 °C konnten hier ein Absinken der berechneten Flächen um 15 % bewirken (belüftete fakultative Teiche). Bei den fakultativen Teichen ergab sich eine Verminderung der Flächen von sogar ca. 40 %. Die maximale Verringerung der hydraulischen Aufenthaltszeit bei einer Temperaturveränderung von 5 °C belief sich auf 15 % für fakultativ belüftete Teiche, auf 35 % bei fakultativen Teichen, sowie auf 50 % bei den Anaerobteichen. Die Veränderungen zwischen minimal und maximal berechnetem Wert für die Teichflächen und Aufenthaltszeiten, bei einer Veränderung im Temperaturbereich zwischen 5 °C und 30 °C, beliefen sich damit in einigen Ansätzen (Gloyna, Wehner-Wilhelm), auf 87 % und mehr. Sie waren kleiner für den ALR-Ansatz (Areal loading rate) der EPA (1983), wo sie ca. 39 % betragen und für den EPA-Ansatz für fakultativ belüftete Teiche (55 % für Teichflächen und 58 % für Aufenthaltszeiten).

Dagegen zeigte die Berechnung der Abbauleistung geringere Temperaturabhängigkeiten, sofern sie überhaupt temperaturabhängig waren oder überhaupt berechnet wurden. Die berechneten Effizienzen erhöhten sich um 37 % (Anaerobteich) und 17 % (fakultativ belüfteter Teich nach von Sperling, 2005) im Vergleich zwischen minimalen und maximalen Temperaturen.

Neben den hohen Temperaturabhängigkeiten zeigten sich ferner auch hier deutliche Unterschiede im Vergleich der Modelle zueinander. Die Unterschiede zwischen dem ALR-Ansatz der EPA, dem Gloyna-Ansatz und dem Ansatz nach Wehner-Wilhelm (jeweils für fakultative Teiche) können dabei bis zu über 30 % für die Aufenthaltszeiten und bis zu 80 % für die Flächen betragen. Da der Gloyna-Ansatz und der ALR-Ansatz keine Berechnung der Abbauleistung ermöglichen, sind sie für eine Kopplung mit anderen Modellen grundsätzlich weniger geeignet als z. B. die Wehner-Wilhelm-Gleichung oder der Ansatz nach von Sperling (2005) für fakultativ belüftete Teiche.

#### **Ergebnisse Modellvergleich von Ansätzen zu UASB-Reaktoren und Biofiltern für die anaerobe kommunaler Abwasserreinigung**

Untersucht wurden die Ansätze nach von Sperling (2005) für anaerobe Biofilter und UASB-Reaktoren. Die berechneten BSB-Abbauleistungen der untersuchten Modelle für Biofilter und UASB-Reaktoren lagen zwischen 63 % und 72,5 % (Biofilter) bzw. zwischen 72 % and 79,7 % (UASB-Reaktor). Die Extremwerte bei den Biofiltern erschienen relativ niedrig, können im Zuge einer Bemessung im Sinne eines Sicherheitsfaktors aber akzeptabel sein. Temperatureffekte konnten für den Ansatz nach von Sperling (2005) bezüglich der Biofilter nicht untersucht werden, da der Ansatz die Temperatur nicht berücksichtigt.

#### **4.5.2.5 Schlussfolgerungen und Konsequenzen zu technologischen Aspekten**

Die Analyse zielte hauptsächlich auf die Untersuchung des Temperatureinflusses auf ausgewählte Bemessungswerte (Beckenvolumina, Teichflächen, Schlammalter, Aufenthaltszeiten, Abbauleistung) sowie das Verhalten und Unterschiede zwischen den Modellen ab. Daraus konnte dann die Eignung für das Toolkit abgeschätzt werden. Aus den Ergebnissen ließen sich grundsätzlich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

## **Kombination und Verschaltung**

Eine Modifikation der Modelle und Gleichungen ist notwendig, um die verschiedenen Modellannahmen zu berücksichtigen und eine Konsistenz in den berechneten Daten zu erreichen. Da die berechneten Abflusswerte eines Moduls die Zuflusswerte für das nächste Modul darstellen, sollten diese so verlässlich wie möglich sein. Statt der Verwendung von Sicherheitsfaktoren kann die Anwendung stochastischer Simulationen von Vorteil sein, bei denen Unsicherheiten in den Zuflusswerten direkt in entsprechende Häufigkeitsverteilungen im Ablauf umgesetzt werden und somit einen statistisch auswertbaren Datensatz liefern. Es ist zu erwarten, dass dadurch für ein Gesamtsystem in vielen Fällen eine effektivere Bemessung erfolgen kann als es unter Verwendung der üblichen Sicherheitsfaktoren möglich ist.

## **Berechnungsergebnisse und Temperaturabhängigkeit**

Die Wahl des Modellansatzes hat extremen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse und die Bemessungstemperatur beeinflusst ebenfalls die Ergebnisse sehr stark. Unter Anwendung eines typischen Parametersatzes zeigten sich speziell hohe Temperaturabhängigkeiten der berechneten Beckenvolumina, der aeroben Schlammalter, der Teichflächen und der Aufenthaltszeiten. Eine Verwendung der Modelle ist nur nach einer genauen Studie der Originalliteratur und/oder der Kenntnis und Beurteilung der mit dem Bemessungsansatz verbundenen Annahmen sinnvoll.

### **4.5.2.6 Konsequenzen für die weitere Modellentwicklung**

#### **Flexibilität**

Mit den meisten bestehenden Modellen ist nur eine Berechnung vordefinierter technischer Konzepte möglich. Sinnvoll wäre die Nutzung etablierter dynamischer Modelle, die frei verschaltbar sind. Eine flexible und freie Kombination verschiedener Behandlungstechnologien ist bei den bestehenden ausländischen Bemessungsmodellen nicht direkt möglich und die verschiedenen Modelle sind in Input- und Outputgrößen sowie den Modellannahmen nicht immer konsistent.

#### **Berechnungsverfahren**

Einige der international genutzten Bemessungsansätze verwenden sogenannte „Wenn-Dann-Beziehungen“ (if-Schleifen) oder Interpolationen von Tabellendaten. Diese „Wenn-Dann-Beziehungen“ und Interpolationen können jedoch Probleme

bei der Lösung des entstehenden Gleichungssystems mit nichtlinearen Solvern verursachen. Diese speziellen Probleme treten bei Modellen basierend auf etablierten dynamischen Modellen nicht auf.

### **Berechnungsergebnisse**

Die Berechnungsergebnisse der internationalen Bemessungsansätze unterscheiden sich stark. Durch die internationale Akzeptanz der dynamischen Modelle und die transparente Modellstruktur ist eine akzeptierte Grundlage für weitere Studien geschaffen. Es existieren ferner Studien zur Kalibrierung der dynamischen Modelle, so dass eine Anlagennachbildung der Ergebnisse erreicht werden kann (vgl. Alex et al., 2007 und Alex et al., 2008).

Im Folgenden werden stationäre Modelle auf Grundlage der anerkannten dynamischen Modelle entwickelt.

#### **4.5.2.7 Dynamische Modelle als Basis für die stationäre Modellentwicklung**

Mit den dynamischen Modellen als Basis bestand die Aufgabenstellung nicht in der Neudefinition eines stationären Modells, sondern in der Anpassung des bestehenden Modells an die speziellen Erfordernisse. Es war ein Gleichungssystem zu gewinnen, das mit den Anforderungen und der Programmumgebung des Toolkits kompatibel ist. Darüber hinaus müssen die Ergebnisse der dynamischen Modelle bei stationären Lastfällen für verschiedene Rahmenbedingungen möglichst gut nachgebildet werden können. Gesucht war damit ein Modell, welches die relevanten Systemgrößen enthält (die Größen im Abwasservektor) und diese im Ablauf möglichst gut nachbildet.

Für unbelüftete und belüftete Belebungsbecken wurde ein Rechenmodell auf Basis des ASM3 entwickelt. Da im ASM3 Biomassefraktionen vereinbart sind und dies im Abwasservektor nicht der Fall ist, muss bei der Modellanpassung für die Schnittstelle ein Anteil des schwer abbaubaren CSB ( $X_s$ ) als Biomassefraktion definiert werden. Für das Anaerobmodell wurde ein Modellansatz nach Gujer (1996) gewählt, um die Handhabung im Toolkit zu ermöglichen. Das Modell berücksichtigt Hydrolyse, Wachstum und Zerfall von acetatspaltenden Organismen, sowie Wachstum und Zerfall von wasserstoffoxidierenden Organismen und bildet so die wesentlichen Prozesse ab, die die Leistung des Reaktors limitieren können.

Für die Modelle wurden die im Originalmodell enthaltenen aber nicht im Abwasservektor berücksichtigten Stoffe durch einfache funktionale Beziehungen von den Zulaufströmen, Konzentrationen und kinetischen Parametern angenähert. Diese

einfachen Beziehungen dienen dann zusammen mit den direkt vom Originalmodell übernommenen Größen für eine angenäherte Berechnung der nichtlinearen kinetischen Prozessraten. Die gewählte Vorgehensweise im Projekt ähnelt dabei dem Verfahren von Lohmann (1994) für die Ordnungsreduktion nichtlinearer dynamischer Systeme. Dennoch ergaben sich im vorliegenden Fall einige Unterschiede bei der Vorgehensweise und bei den entstehenden Gleichungen, da das Augenmerk einzig auf dem Stationärverhalten der Modelle lag.

Mit den entwickelten Modellen für Belebtschlamm- und Anaerobanlagen lassen sich durch eine Verschaltung der verschiedenen Beckentypen grundsätzlich Teichanlagen berechnen. Die Kombination der Beckentypen (belüftet, anoxisch, anaerob) im Toolkit zur Abbildung von Teichanlagen muss in ähnlicher Weise erfolgen, wie im dynamischen Fall (vgl. Gehring et al., 2009 sowie die Ausführungen zur dynamischen Simulation von Teichanlagen).

#### **4.5.2.8 Modelle für einzelne Anlagenkomponenten**

Auf der Basis der Analysen der oben erläuterten Vorgehensweise und zusätzlicher Überlegungen wurden für den Prototyp folgende in Tabelle 4.21 zusammengefassten Module entwickelt. Eine Erweiterung dieser Grundauswahl ist aufgrund der flexiblen Gestaltungsweise des Toolkits möglich.

Tabelle 4.21: Basismodule und Modellgrundlagen für den Prototyp

Modul	Modellbasis
Vorklärung	Modellvorschlag: Modell nach Otterpohl und Freund (1992)
Belüftetes Becken	Modellentwicklung: Auf Basis des ASM3 (Henze et al., 2000)
Unbelüftetes Becken	Modellentwicklung: Auf Basis des ASM3 (Henze et al., 2000)
Nachklärung	Modellvorschlag: Einfaches Modell eines voll durchmischten Rührkessels, mehrere weitere Alternativen denkbar (Schilling und Hartwig, 1988; Härtel, 1990; Takacs et al., 1991)
Anaerobreaktor / Schlammfäulung	Modellentwicklung: Auf Basis von Gujer (1996).
Phosphor in der Faulung	Modellvorschlag: Modellimplementierung nach Wild et al. (1997)
Schlammverdickung / Schlammentwässerung	Modellvorschlag: Vereinfachte TS Bestimmung über Bilanzrechnung
Biofilntechnologie	Modellvorschlag: Modellimplementierung nach Perez et al. (2005)
Anaerobteich / Fakultativ- teich / Belüfteter Teich	Modellvorschlag: Zusammengesetztes Modell auf Basis der entwickelten Modelle zu Belebung und Anaerobreaktoren (s. oben)

### 4.5.3 Monetäre und nicht-monetäre Auswahlkriterien

*K.-U. Rudolph, M. Harbach, O. Kehl und F. Schmidlein*

#### 4.5.3.1 Auswahlkriterien für einen objektiven Verfahrensvergleich

Um eine ganzheitliche Bewertung nicht nur in Bezug auf die Anlagenkonfiguration und die Stoffströme in der Anlage gewährleisten zu können, sondern auch bezüglich der wesentlichen ökonomischen und ökologischen Größen, macht es Sinn, hierfür entsprechende Kriterien zu entwickeln. Des Weiteren können zusätzliche technische Gesichtspunkte und soziale Aspekte eine Rolle bei der Bewertung spielen. Es wurde daher ein Kriterienkatalog bestehend aus 24 Kriterien empfohlen, anhand dessen die Bewertung einer Reinigungsanlage erfolgen kann:

Tabelle 4.22: Für die Bewertung empfohlene Kriterien

Kriterienklasse	Kriterien
Technologie	Zuverlässigkeit / Stabilität; Adaptionfähigkeit (variierende Zuflüsse); Adaptionfähigkeit (variierende Abwasserzusammensetzung); Einfachheit der Technologie (Bau); Einfachheit der Technologie (Betrieb und Instandhaltung); Personalbedarf; Schlammproduktion; Chemikalienbedarf; Ablaufqualität / Reinigungsleistung
Ökonomie	Investitionskosten (Planung); Investitionskosten (Bau); Personalkosten; Energiekosten; Reinigungskosten; Kosten für Betriebsmittel; Instandhaltungskosten; Verwaltungskosten
Ökologie	Energieverbrauch; Landverbrauch; Geruchsemissionen; Vermeidbare Geruchsemissionen
Sozial	Akzeptanz; Institutionelle Anforderungen; Stimulation von nachhaltigem Verhalten

Die Aufstellung kann aufgrund der Vielzahl an verschiedenen möglichen Rahmenbedingungen und Anforderungen im Export nicht den Anspruch der Vollständigkeit erheben. Dennoch stellt sie bereits eine umfangreiche Grundlage für eine ganzheitliche Bewertung dar. Entsprechende Berechnungsvorschläge wurden erarbeitet. Die aufgeführten Punkte enthalten sowohl monetäre und quantifizierbare Kriterien (z. B. Kosten, Energieverbrauch), die explizit berechenbare Größen darstellen, als auch Kriterien, deren Bewertung nicht oder nur sehr schwer einer konkreten quantifizierten Berechnung zugänglich ist (z. B. Anpassungsfähigkeit, Zuverlässigkeit). Letztere müssen dennoch rechnerischen Eingang in die Bewertung finden. Die Bewertung der Gesamtanlage erfordert nicht nur die Evaluierung der Einzelkomponenten einer Anlage, sondern besonders deren geeignete Aggregati-

on. Für monetäre Größen kann dies durch einfache Aufsummierung erfolgen, während sich eine Bewertung einer Verfahrenskombination bezüglich anderer Kriterien nicht notwendigerweise durch die einfache Summe oder das arithmetische Mittel der Bewertung der Einzelkomponenten ergibt. Es waren deshalb in erster Linie drei Hauptfragen zu beantworten:

- Wie können einzelne Verfahrenskomponenten (Module) bezüglich der verschiedenen qualitativen Kriterien bewertet werden?
- Wie können die Einzelbewertungen zu den verschiedenen Einzelkomponenten (Module) bezüglich eines Kriteriums so aggregiert werden, dass eine Aussage zur Bewertung eines Gesamtkonzepts, bestehend aus den Einzelkomponenten, möglich ist?
- Wie können die Informationen dann so aufbereitet werden, dass der Benutzer eine Verfahrenskombination komfortabel bewerten kann?

Die Ansätze hierzu sollten dabei möglichst einfach sein und doch die aufgeworfenen Fragestellungen zufrieden stellen. Dafür wurden entsprechende Berechnungsvorschläge sowohl für quantifizierbare als auch für qualitative Kriterien entwickelt. Eine Ausnahme bilden die sozialen Kriterien, bei denen die Vorgabe einer Bewertung deren Natur widersprechen würde.

### **Bewertung von Verfahrenskomponenten**

Für quantifizierbare Kriterien wurden entsprechende funktionale Beziehungen vorgeschlagen. Für die qualitativen Kriterien wird empfohlen, sie linguistisch auszudrücken und dann auf einfache Art und Weise in numerische Größen zu transformieren (z. B. 1 für „niedrig“, 2 für „mittel“ und 3 für „hoch“). Entsprechend einer Aggregationsvorschrift werden sie dann zu einem Gesamtwert bezüglich des jeweiligen Kriteriums aggregiert.

### **Bewertung des Gesamtkonzepts**

Es wird eine einfache Gewichtung der Einzelbewertungen vorgeschlagen, die sowohl auf Vorgaben des Anwenders beruhen kann, als auch auf relevanten Systemgrößen der Module (Volumina, Flächen, Abbauleistung). Dies ermöglicht die Gewichtung entsprechend der Schlüsselprozesse für das jeweilige Kriterium. Auf diese Weise kann z. B. bei einer qualitativen Bewertung der Geruchsemissionen die Oberfläche der Module bei der Aggregation berücksichtigt und so die Bewertung des Geruchspotentials realistischer ermöglicht werden. In der derzeitigen Version des Prototyps muss die Vorgabe der Gewichtung manuell durch den An-

wender erfolgen. Die Möglichkeit der Berücksichtigung einer Gewichtung auf Basis der relevanten Systemgrößen bleibt davon jedoch unberührt.

### **Darstellung der Ergebnisse**

Es wurde eine entsprechende visuelle Darstellung entwickelt, die bei der Beschreibung der Softwareumsetzung kurz erläutert ist.

#### **4.5.3.2 Die Berücksichtigung ökonomischer Aspekte bei der Bewertung**

Die Gesamtkosten der Abwasserentsorgung lassen sich grundsätzlich in Kapitalkosten und laufende jährliche Kosten einteilen (vgl. Kapitel 4.2). Da für die Aufgaben der Abwasserentsorgung beträchtliche Summen investiert werden müssen (Errichtung von Abwasserreinigungsanlagen und Kanalisationssystemen), entfällt auf die Kapitalkosten zumeist der größte Anteil (von  $60\% \pm 15\%$ ). Dieser Richtwert gilt für jedes Land. In den meisten Ländern (außer Europa, USA, Japan etc.) dürfte der Kapitalkostenanteil aufgrund der meist geringeren Lohnkosten und Energiepreise noch sehr viel höher liegen. Allerdings sind die echten Kosten zumeist nicht unmittelbar sichtbar, weil Investitionen aus Entwicklungshilfe finanziert werden, nicht rückzahlbare Budgetmittel fließen, Quersubventionen vorliegen u. a. m. Nach Auswertung empirischer Daten aus zahlreichen Projekten und Ländern wurden für das Toolkit-Projekt eine Unterteilung der Gesamtkosten in acht Kostenarten vorgenommen: Investitionskosten (unterteilt in Kosten für Bau und Planung) sowie Personal-, Energie-, Reinigungs-, Betriebsmittel-, Instandhaltungs- und Verwaltungskosten.

Grobe Richtzahlen und historisch ermittelte Kostenkurven stellen ein probates Mittel für eine erste Abschätzung dieser Kostenkomponenten dar. Für die meisten Verfahrensarten gab es bereits Kostenkurven in der Literatur, auf die zurückgegriffen werden konnte. Diese Funktionen gaben in der Regel die jährlichen Gesamtkosten einer Kläranlage an und bieten so eine gute Vergleichsmöglichkeit. Zudem gab es auch für viele Verfahrensarten differenzierte Kurven in der Literatur, d. h. für die Investitions-, Betriebsmittel- oder Personalkosten.

Der Bezug auf die Einwohnergleichwerte der Kostenfunktionen stellt klar einen Nachteil dar. Eine Umsetzung 1:1 der in der Literatur angegebenen Funktionen ist aufgrund der unterschiedlichen Abwassermengen und Schmutzfrachten pro Einwohner problematisch. Die vorhandenen Formeln wurden deshalb entsprechend umgerechnet und modifiziert. Dazu wurden zuerst diejenigen Bezugsgrößen jeder im Toolkit berücksichtigten Verfahrensart ermittelt, die die Kosten maßgeblich be-

einflussen. Bei Belebungsanlagen in Europa (welche eine vollbiologische Reinigung einschließlich Nährstoffelimination gewährleisten müssen) ist beispielsweise die Stickstofffracht der Preis treibende Faktor.

So lautete eine alte Funktion für die Energiekosten bei einer Belebungsanlage:

$$\text{Energiekosten} = \text{Strompreis} \cdot 2,16 \cdot \text{EWG} \cdot 1,15 \quad (4.20)$$

Nach Umrechnung und Modifizierung sind die Kosten nicht mehr von den EWG sondern nun von der Stickstofffracht pro Tag abhängig:

$$\text{Energiekosten} = \text{Strompreis} \cdot 2,16 \cdot \text{kg} \frac{N}{d} \cdot 1,15 \quad (4.21)$$

Auf diese Weise können auch unterschiedliche Nährstoffbelastungen bei den Kosten berücksichtigt werden, was allein über den Bezug zu den EWG nicht möglich wäre.

Um länderspezifischen und regionalen Besonderheiten Rechnung zu tragen, enthält das Toolkit-Programm verschiedene Korrekturfaktoren. Über einen individuellen vom Bruttoinlandsprodukt abhängigen Faktor sollen beispielsweise die unterschiedlich hohen Preisniveaus abgefangen werden. Über einen anderen Korrekturfaktor ist es möglich, das Ausbildungs- und Qualifikationsniveau der Arbeiter in den Personalkosten widerzuspiegeln.

#### 4.5.4 Softwareumsetzung (ExpoTool)

*J. Alex*

Im Forschungsvorhaben wurde ein Software-Toolkit erstellt, das anhand eines Kriterienkataloges eine objektive Projektbewertung und einen Variantenvergleich von kommunalen Abwasserreinigungsanlagen unter verschiedenen länderspezifischen Randbedingungen ermöglicht. Hierfür werden Daten aus der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung, der Bemessung und Modellierung grafisch aufgearbeitet und in geeigneter Weise visualisiert. Es wurde eine Methode erarbeitet, die es erlaubt, die einzelnen Berechnungsverfahren mit einer offenen Schnittstelle zu verknüpfen.

So wird dem Anwender die Möglichkeit gegeben, anhand einer verständlichen und visuell ansprechenden Darstellung einem Entscheidungsträger technische und ökonomische Daten sowie die Auswahlkriterien für ein Reinigungsverfahren zu präsentieren. Diese Informationen werden zusammen mit den grundsätzlichen Prinzipien und Betriebsweisen des Abwasserreinigungsverfahrens vorgestellt.

##### 4.5.4.1 Modellierung von Modulen zur Abwasserreinigung

Ein Abwassersystem besteht aus einer oder mehreren funktionalen Komponenten. Jede dieser funktionalen Komponenten wird in einer einheitlichen, formalisierten Form beschrieben. Diese formalisierte Beschreibung umfasst:

- mathematische Beschreibung der abwassertechnischen Funktion,
- mathematische Beschreibung von Investitionskosten,
- mathematische Beschreibung der Betriebskosten (unterteilt in Kategorien),
- mathematische Beschreibung des Energieverbrauchs/ der Energieerzeugung,
- textliche Beschreibung des Verfahrens,
- grafische Beschreibung des Verfahrens (Symbol, Detailbild).

Eine allgemeine Komponente ist definiert als eine funktionale Einheit, in die ein oder mehrere Abwasser-/Schlammströme eintreten und aus der mehrere Abwasser-/Schlammströme austreten. Diese Ströme können z. B. Rohabwasser, mechanisch gereinigtes Abwasser, Kläranlagenablauf, Überschussschlamm oder ähnliches sein. Um eine Vereinheitlichung zur Systembeschreibung und -bewertung realisieren zu können, wird definiert, dass jeder dieser Ströme durch einheitliche Variablen beschrieben wird.

Ein Modul kann durch einen Modulentwickler in einem entsprechenden Moduleditor durch entsprechende Gleichungen beschrieben werden (Bild 4.25). Das Kon-

zept für eine verallgemeinerte Verfahrensdarstellung wurde in einer Weise implementiert, die eine einfache Erweiterung durch Nicht-Informatiker erlaubt.

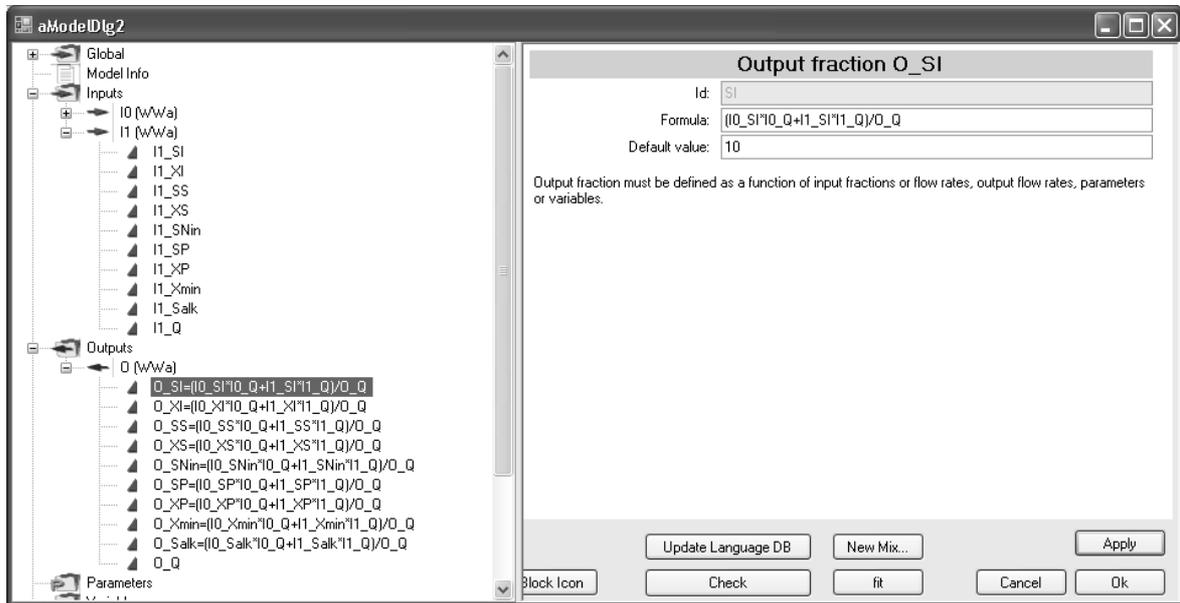


Bild 4.25: Moduleditor des Toolkits

#### 4.5.4.2 Grafischer System-Editor

Die im System vorhandenen Verfahrensböcke können beliebig verschaltet werden, um reale Abwassersysteme unter Einbeziehung vorhandener Stufen und für Stufen-Ausbaulösungen abbilden zu können. Die Verschaltung der für eine Lösung erforderlichen Verfahrenskomponenten erfolgt mit einem grafischen Editor (Bild 4.26).

Folgende Eigenschaften wurden für den Rechenkern des Toolkit-Systems realisiert:

- Offenes System: Neue Verfahrenskomponenten können zu jeder Zeit durch Systementwickler und Anwender integriert werden. Hierzu sind in textlicher Form, ohne die Voraussetzung von Programmierkenntnissen, die erforderlichen Informationen in einem entsprechenden Dialog einzugeben. Zu jedem Verfahrensmodule können, wenn erforderlich, ein oder mehrere Bemessungsverfahren integriert werden.
- Freie Verschaltung: Die im System vorhandenen Verfahrensböcke können beliebig verschaltet werden, um reale Abwassersysteme unter z. B. Einbeziehung vorhandener Stufen und für Stufen-Ausbaulösungen abbilden zu können.

Einfache Hilfs-Komponenten, wie ein Modul zur Zusammenführung zweier Abwasserströme oder zur Aufteilung von Strömen, wurden hierzu entwickelt.

- Kompatibilität zur Simulation: Das entwickelte Toolkit ist kompatibel zur dynamischen Simulation. Im Simulationssystem SIMBA wurde ein Modellblock bereitgestellt, der stationäre Verfahrenskomponenten, die im Toolkit vorhanden sind, in ein dynamisches Simulationsmodell integrieren kann.
- Integrativer Ansatz: Jedes Modul wird aus technischer Sicht aber auch durch seine ökonomischen Randbedingungen, seinen Ressourcenbedarf, seine Auslastung und weitere qualitative Eigenschaften beschrieben.

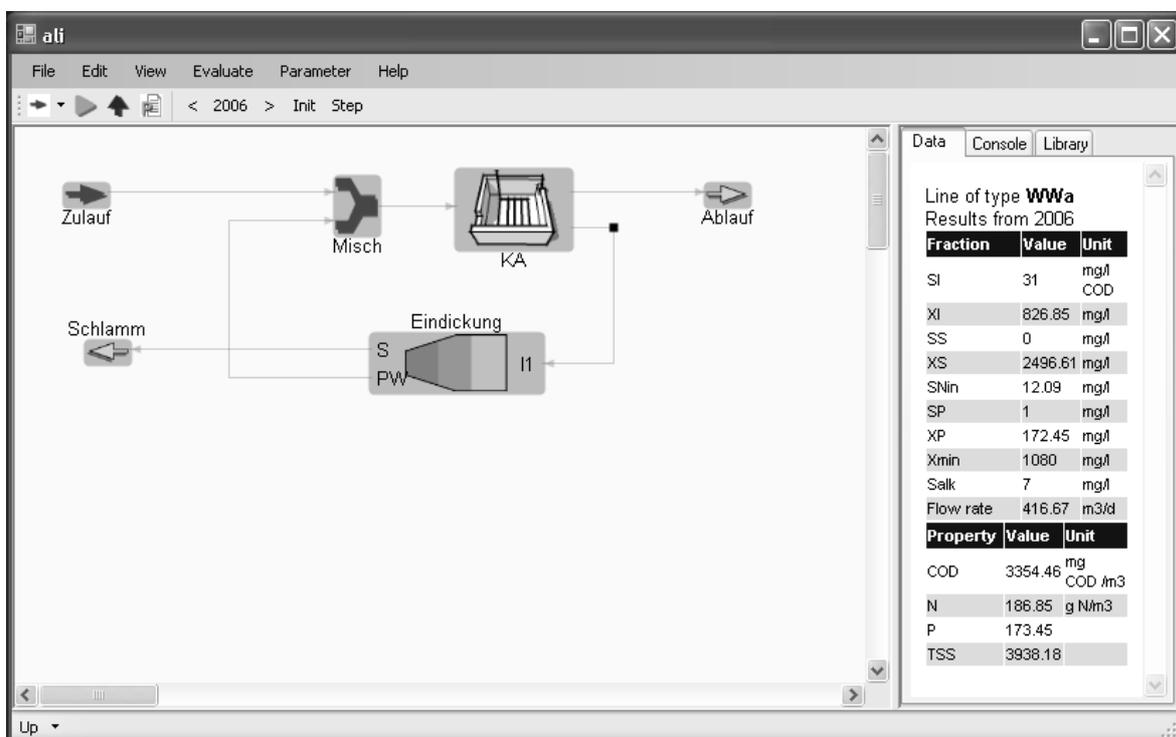


Bild 4.26: Systemeditor des Toolkits

#### 4.5.4.3 Ergebnisdarstellung

Zur Visualisierung der umfangreichen Modelldaten werden verschiedene Funktionen realisiert.

- Stoffstromdarstellung (Shankey): wichtigstes Werkzeug für den Systemüberblick, Fließbilder für Volumenstrom und alle in dem einheitlichen Stoffstromvektor definierten Frachten (Bild 4.27).
- Tabellarische Präsentation, Variantenvergleiche, Bilanzen: Berechnungsergebnisse des Toolkits werden in einem eigenen XML-Format abgelegt. Es

werden Standardsoftware-Technologien eingesetzt, um daraus Dokumente für verschiedene Anwendersichten zu erzeugen.

- Verfahrensübersichten: Aus dem konfigurierten Fließbild werden Informationen über die Platzierung der Komponenten extrahiert, zusammen mit einheitlichen Verfahrensdarstellungen werden daraus Fließbilder als Dokument erzeugt.

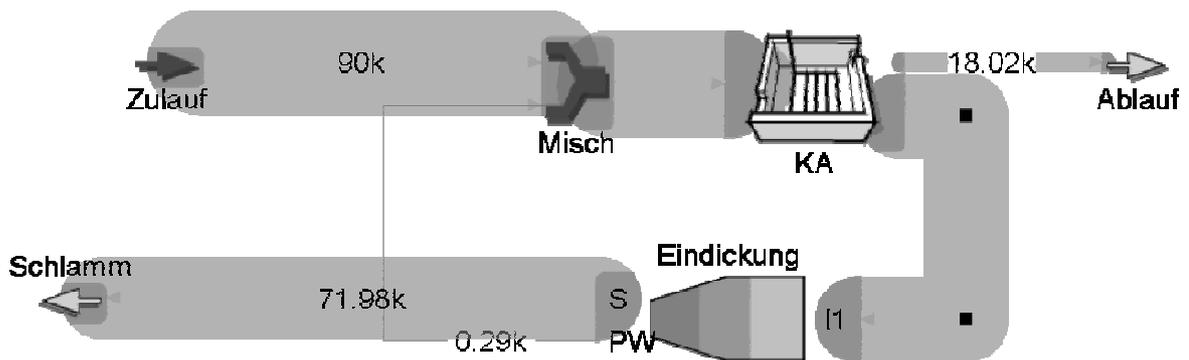


Bild 4.27: Darstellung von Frachten als Shankey-Diagramm in g CSB (k=1000)

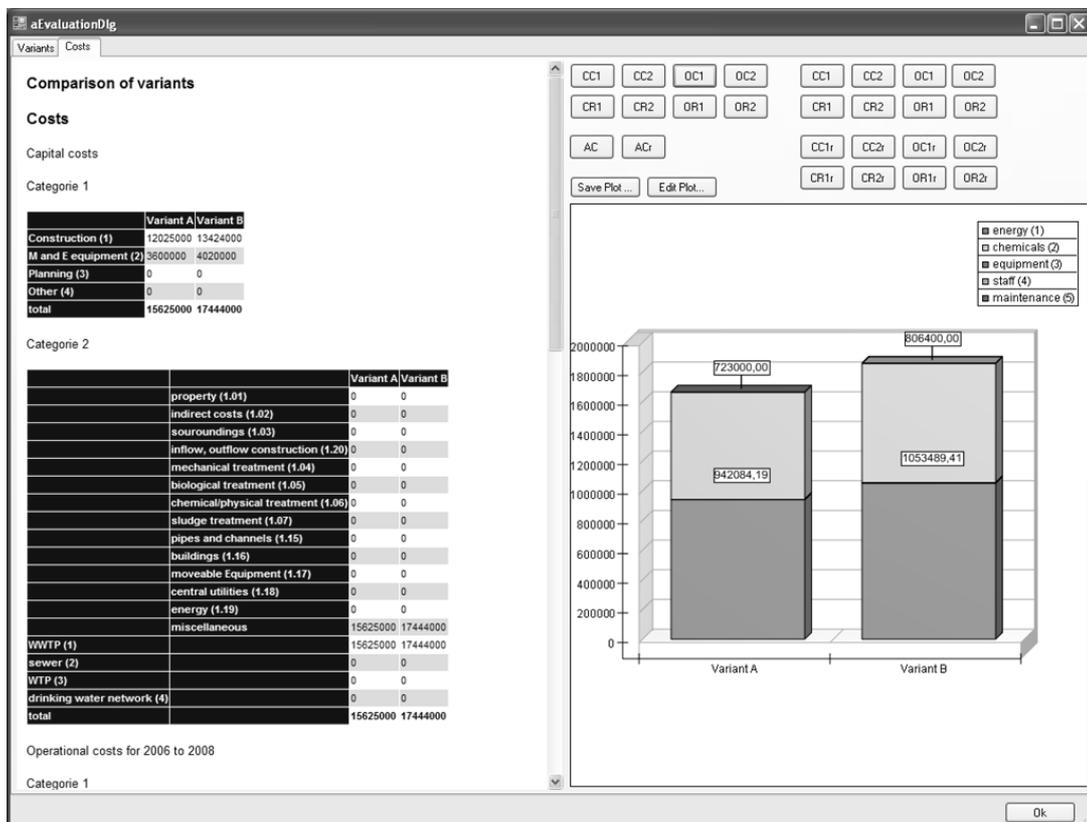


Bild 4.28: Ergebnisvergleich

Es können bis zu fünf Varianten jeweils verglichen werden. In Bild 4.28 ist ein Fenster mit dem Vergleich zweier Varianten dargestellt.

Die Software liegt als funktionsfähige Entwicklungsversion bei den Projektpartnern vor. Der erreichte Stand wird durch den Projektpartner ifak e.V. in einem Folgeprojekt zu einer industrietauglichen Lösung weiterentwickelt. Diese Weiterentwicklung beinhaltet insbesondere auch die Erweiterung auf komplexe dynamische Modelle, die wie oben dargestellt für die freie und allgemeingültige Verkopplung beliebiger Module erforderlich ist. In der Zwischenzeit bietet das Simulationssystem SIMBA mit den im Projekt entwickelten Erweiterungen eine geeignete Plattform für Projektbewertungen.

#### 4.5.5 Literatur

- Alex, J., Wichern, M., Spring, V., Halft, N., Ahnert, M., Frehmann, T., Hobus, I., Langergraber, G., Plattes, M., Winkler, S. und Woerner, D. (2007) A method to use dynamic simulation in compliance to stationary design rules to refine WWTP planning. In: 10<sup>th</sup> IWA Conference LWWTP, Poster Proceedings S. 125-128
- Alex, J., Langergraber, G., Spring, V., Wichern, M., Weissenbacher, N., Ahnert, M., Frehmann, T., Hobus, I., Plattes, M., Winkler, S. und Woerner, D. (2008) Dynamic simulation for the design process of WWTP. In: 1<sup>st</sup> IWAWWF wastewater treatment modelling seminar, Mont Sainte Anne, Kanada, 1.-3. Juni 2008
- Batstone, D. J., Keller, J., Angelidaki, I., Kaliuzhnyi, S. V., Pavlostathis, S. G., Rozzi, A., Sanders, W. T., Siegrist, H. und Vavilin, V. A. (2002) Anaerobic digestion model No. 1 (ADM1). Scientific and Technical Report No. 13, IWA Publishing, London
- Eckenfelder, W. (1991) Design Example for Nitrogen Removal. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Universität Braunschweig, 50E, S. 65-74
- EPA (1983) Design Manual, Municipal Wastewater Stabilization Ponds. EPA U.S. Environmental Protection Agency, U.S. Government Printing Office 1983-659 095/716
- EPA (1993) Process Design Manual for Nitrogen Control. EPA U.S. Environmental Protection Agency, Technomic Publishing Company, Lancaster
- Gehring, T., Silva, J. D., Kehl, O., Castilhos Jr., A. B., Costa, R. H. R., Uhlenhut, F., Alex, J., Horn, H. und Wichern, M. (2009) Modeling waste stabilization ponds with an extended version of ASM3. In: 8<sup>th</sup> IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds, 26.-30. April 2009, Belo Horizonte/MG, Brasilien, akzeptiert bei Water Science Technology, Ausgabe noch unbekannt

- Gloyna, E. F. (1976) Facultative Waste Stabilization Pond Design. In: Gloyna, E. F., Malina, Jr., J. F. und Davis, E. M. (Eds), Ponds as a Wastewater Treatment Alternative, Water Resources Symposium No. 9, University of Texas, Austin, 1976, S.143-157
- Gujer, W. (1993) Grundlagen der Nitrifikation und der Denitrifikation in Belebungsanlagen, 35. In: VSA-Kurs, 08.-11. September 1993 in Engelsberg zur „Nährstoffelimination in der biologischen Abwasserreinigung“
- Gujer, W. (1996) Biologische Abwasserreinigung. Skript für die Vorlesungen Verfahrenstechnik der Abwasserreinigung II, Abt. VIII, 6. Sem. Und Abwasserreinigung II, Abt. II, 8. Sem. Aus dem SS 96 an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETHZ), Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft ETHZ, Zürich
- Härtel, L. (1990) Modellansätze zur dynamischen Simulation des Belebtschlammverfahrens, Dissertation, TH-Darmstadt, WAR-Schriftenreihe, 47
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wentzel, M.C., Marais, G.v.R. und Van Loosdrecht, M. C. M. (2000) Activated Sludge Models ASM1, ASM2, ASM2D and ASM3 edited by IAW Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment. Scientific and Technical Report, IWA Publishing, London
- Ichimura, K., Takahashi, M. und Suzuki, Y (1994) Design manual for nutrient removal and recent progress on retrofitting of existing plants to nutrient removal process. In: Präsentation auf dem „6. Japanisch-deutschen Workshop für Abwasser- und Schlammbehandlung“, 04.-06. Oktober 1994, Kernforschungszentrum Karlsruhe
- Jansen, J. (1991) Danish design practice for nitrogen removal. In: Publications at the Institute of Sanitary Engineering, Technische Universität Braunschweig, 50E, S. 75-89
- Lohmann, B. (1994) Ordnungsreduktion und Dominanzanalyse nichtlinearer Systeme. In: Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 8, Nr. 406, Düsseldorf, VDI Verlag, Düsseldorf
- Merkel, W. (1998) Bilanzierung und Dimensionierung von Anaerobreaktoren in der Abwasserreinigung. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, 147
- Otterpohl, R. und Freund, M. (1992) Dynamic models for clarifiers of activated sludge plants with dry and wet weather flows. Wat. Sci. Tech., 26 (5-6), S. 1391-1400
- Perez, J., Picioreanu, C. und van Loosdrecht, M. (2005) Modeling biofilm and floc diffusion processes based on analytical solution of reaction-diffusion equations. Water Research, 39 (7), S.1311-1323
- Randall, C. und Sen, D. (1993) Development of integrated fixed film activated sludge (IFAS) configuration for Annapolis Water Reclamation Facility. Maryland, Final Report (unpublished)

- Schilling, W. und Hartwig, P. (1988) Simulation von Reinigungsprozessen in Belebungsanlagen mit Mischwasserzufluss. *Gwf Wasser / Abwasser*, 129, 8, S. 513-524
- Shilton, A. (2005) *Pond Treatment Technology*. IWA Publishing, London, S. 479
- Takacs, G., Patry, G. Und Nolasco, D. (1991) A dynamic model of the clarification-thickening processes. *Water Research*, 25 (10), S. 1263-1271.
- Thirumurthi, D. (1969) Design Principles of Waste Stabilization Ponds. *Journal of the Sanitary Engineering Division. ASCE*, 95 SA2, S. 311-330
- Thirumurthi, D. (1974) Design Criteria for Waste Stabilization Ponds. *Journal of the Water Pollution Control Federation, JWPCF*, 46 (9), S. 2094-2106
- Von Sperling, M und De Lemos Chernicharo, C.A. (2005) *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. IWA Publishing, London
- Wehner, J. F. und Wilhelm, R. H. (1965) Boundary Conditions of Flow Reactor. *Chemical Engineering Science*, 6, S. 89-93
- Wild, D., Kisliakova, A. und Siegrist, H. (1997) Prediction of recycle phosphorus loads from anaerobic digestion. *Water Research*, 31 (9), S. 2300-2308
- WRC – Water Research Commission (1984) *Theory, design and operation of nutrient removal activated sludge processes*. Water research Commission by the University of Cape Town, City council of Johannesburg and the national institute for water research of the CSIR, CSIR, Pretoria

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

*H. Orth*

In dem vorliegenden Leitfaden sind die Ergebnisse aus 24 Teilprojekten, die sich mit der Anpassung der Abwassertechnik an die Anforderungen in anderen Ländern befassen, zusammengefasst. Entsprechend dem jahrzehntelangen Engagement der deutschen Abwassertechnik und der damit verbundenen Erfahrung ist dieser Leitfaden, wie bereits in der Einleitung erwähnt, nicht als Lehrbuch konzipiert. Es werden vielmehr die Ergebnisse der Forschungsprojekte und die sich daraus ableitenden Empfehlungen in knapper Form vermittelt. Ausführlichere Informationen zu den Forschungsprojekten selbst, zu der ihnen zugrunde liegenden Methodik und zu den Ergebnissen enthalten der projektübergreifende Schlussbericht des Verbundprojektes und die Schlussberichte der einzelnen Projekte.

### **Themenblock Abwasserbehandlung**

Die ersten drei Projekte (Kapitel 2.2 bis 2.4) des Themenblocks Abwasserbehandlung befassen sich mit dem Belebungsverfahren, der Belüftung beim Belebungsverfahren und dem Tropfkörperverfahren. In Anbetracht der Verfügbarkeit ausgereifter Bemessungsempfehlungen werden keine neuen Bemessungsverfahren entwickelt, sondern es werden Bemessungsparameter angegeben, durch die die bestehenden Bemessungsempfehlungen an veränderte Ausgangsbedingungen angepasst werden. Wesentliche Parameter sind hierbei z. B. das Schlammalter, die Schlammproduktion, die Stoßfaktoren  $f_C$  und  $f_N$ , oder der Belüftungskoeffizient  $k_{LaT}$  beim Belebungsverfahren und die Raumbelastung für Füllmaterial aus Kunststoff und aus Lavaschlacke bei Tropfkörpern. Diese Parameter werden in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur angegeben, die sich als primäre Einflussgröße bei der angestrebten Anpassung erwies. Daneben werden Hinweise zum Einfluss hoher Salzgehalte und niedrigerer C/N-Verhältnisse gegeben.

Die Empfehlungen stützen sich auf die Bemessungsempfehlungen der DWA, da der Vergleich mit anderen Bemessungsempfehlungen keine besonderen Vorteile gegenüber den DWA-Empfehlungen zeigte. Neben den Hinweisen zur Bemessung bei höheren Temperaturen enthalten insbesondere die Kapitel zur Belüftung und zu Tropfkörpern auch zahlreiche Hinweise zum Betrieb.

Eine gemeinsame Erfahrung der Arbeiten zum Belebungsverfahren und zum Tropfkörperverfahren ist die Leistungssteigerung bei steigenden Abwassertemperaturen. Obwohl die Tatsache als solche durchaus bekannt ist, fehlten bisher

quantitative Angaben weitgehend. Die hier ermittelten Werte liegen für das Belebungs- und das Tropfkörperverfahren in vergleichbaren Größenordnungen. Mit den ermittelten Bemessungswerten werden bei höheren Temperaturen wesentlich geringere Reaktorvolumina möglich. Es wird jedoch gleichzeitig betont, dass bei einem geringeren Volumen und der damit verbundenen räumlichen Intensivierung für eine ausreichende Belüftung zu sorgen und bei Tropfkörpern die Gefahr der Verschlammung zu beachten ist. Die Versuche zum Belebungsverfahren bei tiefen Abwassertemperaturen zeigten eine wesentlich bessere Anpassung der Nitrifikanten der sessilen Biomasse als die der suspendierten Biomasse. Sie sind damit gleichzeitig ein Beispiel für die in Kapitel 3.4.2.4 in allgemeiner Form erwähnte geringere Temperaturempfindlichkeit der Nitrifikation im Biofilm.

Auch für Scheibentauchkörper (Kapitel 2.5) wurde der hohe Einfluss der Abwassertemperaturen und die damit verbundene Leistungssteigerung bei hohen Temperaturen nachgewiesen. Es wird deshalb im Gegensatz zu bestehenden Bemessungsempfehlungen der DWA empfohlen, die Temperatur mit einzubeziehen. Entsprechende Gleichungen werden angegeben. Sie führen bei höheren Temperaturen zu höheren zulässigen Scheibenbelastungen, die wiederum in ähnlichen Größenordnungen liegen wie die Volumenreduzierung beim Belebungsverfahren und bei Tropfkörpern. Anhand des Versuchsbetriebes mit einer Demonstrationsanlage in Indien, die mit einer Photovoltaikanlage ausgestattet war, werden Vor- und Nachteile einer Energieversorgung mit einer Photovoltaikanlage erläutert.

Der große Temperatureinfluss zeigte sich auch in den Untersuchungen mit getauchten Festbetten (Kapitel 2.6). Im Gegensatz zum TKN-Abbau wird hier jedoch für den Abbau der Kohlenstoffverbindungen keine Erhöhung der Flächenbelastung bei höherer Temperatur vorgeschlagen. Damit soll der mit höherer Belastung zunehmenden Verstopfungsanfälligkeit der Aufwuchskörper entgegengewirkt werden. Bei Untersuchungen mit hohen Salzgehalten wurde eine wesentlich größere Toleranz beobachtet als bei den Versuchen zum Belebungsverfahren. Auch zum praktischen Betrieb von getauchten Festbetten werden mehrere Hinweise gegeben.

Zu Bemessung und Betrieb von Abwasserteichen (Kapitel 2.7) wurden keine eigenen Versuche durchgeführt. Es werden vielmehr der Literatur entnommene Erfahrungen erläutert und Hinweise zur Anwendung gegeben. Der Schwerpunkt liegt hierbei auf tropischen Ländern. Die Hinweise umfassen Kriterien für die Wahl zwischen Teichen und dem Belebungsverfahren sowie Hinweise zur Bemessung, Gestaltung, zum Betrieb, zur Rückgewinnung von Ressourcen und zu Kosten.

### **Themenblock Desinfektion und Wasserwiederverwendung**

Der Themenblock befasst sich mit der Rückgewinnung von Ressourcen aus der Abwasserreinigung. Es sind dies Wasser, vornehmlich aber nicht ausschließlich zur Bewässerung, die Gewinnung und Nutzung von Biogas und die Verwertung von Klärschlämmen.

Die Untersuchungen zu Einsatzbedingungen und Verfahrensketten der Wiederverwendung von kommunalem Abwasser (Kapitel 3.2) zeigten, dass eine mechanische Behandlung für keine Art der Wiederverwendung die erforderliche Ablaufqualität erbringt. Auch als Vorstufe einer nachgeschalteten Desinfektionsstufe ist sie wegen des hohen Anteils organischer Verbindungen ungeeignet. Eine biologische Stufe ist wegen der geringen desinfizierenden Wirkung nur für einige Wiederverwendungsarten, bei denen der Kontakt zwischen wiederverwendetem Wasser und Mensch kontrollierbar ist, ausreichend. Auf eine gut funktionierende biologische Stufe kann direkt eine Desinfektion des Abwassers folgen. In der Regel ist jedoch eine zwischengeschaltete Filtration vorteilhaft. Mit ordnungsgemäß betriebenen Abwasserteichen kann eine Reduktion coliformer Keime um 3-4 Log-Stufen und eine Elimination von Viren und Helminthen von bis zu 100 % erreicht werden. Bei einer Verwendung als Bewässerungswasser kann auf eine Nährstoffelimination verzichtet werden, allerdings ist dann der meist saisonale Bedarf zu beachten (vgl. hierzu Kapitel 3.4).

Zur anaeroben Kommunalabwasserbehandlung (Kapitel 3.3) wird zunächst betont, dass die anaerobe Behandlung als Vorstufe zum CSB-Abbau zu betrachten ist und eine aerobe Nachbehandlung erfordert und dass sowohl das entstehende Biogas als auch das im Ablauf gelöste Methan wegen seines Treibhauspotentials zu berücksichtigen ist. In dem erläuterten Bemessungsverfahren wird die Leistungssteigerung bei zunehmender Temperatur deutlich, die wiederum in einer vergleichbaren Größenordnung wie beim Belebungsverfahren und bei Tropfkörpern liegt. Neben Hinweisen zum Bau und Betrieb der Anlagen werden die Energiegewinnung und die wichtigsten Kostenstellen erläutert.

Der Sommer- und Winterbetrieb von Abwasserbehandlungsanlagen zur Erzeugung von Bewässerungswasser (Kapitel 3.4) ermöglicht während der Bewässerungsperiode den Verzicht auf eine Nährstoffelimination. Während und nach dieser Zeit ist jedoch der Erhalt bzw. die schnelle Wiederentwicklung insbesondere der nitrifizierenden Biomasse sicherzustellen. Hierzu eignet sich besonders die Biofiltration, auf die deshalb vertieft eingegangen wird. Es werden Verfahrenskon-

figurationen, die Bemessung einschließlich der Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit, betriebliche Aspekte und Energieverbrauch und Kosten erläutert.

Die Klärschlammbehandlung und -verwertung wird in vielen Ländern noch immer vernachlässigt bzw. es liegen wenige Erfahrungen vor. In Kapitel 3.5 werden deshalb die verschiedenen Verfahren zur Stabilisierung, Entseuchung und landwirtschaftlichen Verwertung von Klärschlämmen als Entscheidungshilfe zur Auswahl von im Einzelfall geeigneten Verfahren erläutert. Die Darstellung beinhaltet schwerpunktmäßig Einsatzbereiche, Bemessung, Stabilisierungsziele und Desinfektionswirkung. Die angesprochenen Verfahren sind die aerobe und die anaerobe Stabilisierung, Kalkbehandlung, Kompostierung und natürliche Klärschlammwässerung und -trocknung. Ein wichtiges Ergebnis sind die Empfehlungen optimaler Prozesszeiten für verschiedene Behandlungstemperaturen sowie zur zulässigen Feststoffflächenbelastung bei natürlichen Entwässerungsverfahren.

### **Themenblock Konzepte und Simulation**

Kapitel 4.2, das sich mit angepassten ökonomischen Methoden befasst, erläutert einige Grundbegriffe der Kostenrechnung unter Berücksichtigung international häufig angewandter Begriffe und gibt Anleitungen zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen, die den gesamten Lebenszyklus berücksichtigen. In mehreren Diagrammen werden zudem Durchschnittswerte und Bandbreiten zu verschiedenen Kostenarten und zu den Kosten verschiedener Abwasserreinigungsverfahren angegeben.

Die Anpassung von Simulationsverfahren (Kapitel 4.3) umfasst vier Aufgabenstellungen, nämlich a) die Bereitstellung von Modulen zur Generierung fehlender Eingangsdaten, b) die Anpassung der bestehenden Modelle ASM3 und FUKA (Belüftung) sowie ADM1 (Anaerobe Prozesse) an veränderte Verhältnisse wie z. B. hohe Abwassertemperaturen, c) die Simulation von Biofilmverfahren mit einem modifizierten Modell ASM1 und d) die Entwicklung eines Modells für Abwasserteiche. Die Module zur Datengenerierung sind in SIMBA implementiert bzw. lassen sich dort einfügen. Zur Anpassung der Modelle ASM3, FUKA und ADM1 werden die entsprechenden Parameter oder Gleichungen angegeben und die Anwendung wird anhand beispielhafter Ergebnisse veranschaulicht. Wesentliche Komponenten der Teichsimulation sind das Algenwachstum, der Lichteintrag und der Wind einfluss auf Gasaustauschprozesse.

Unter Stufenausbau (Kapitel 4.4) ist die Anpassung eines Klärwerks an steigende Anforderungen oder steigende Abwassermengen unter Einbeziehung verschiede-

ner Verfahren zur Abwasserbehandlung zu verstehen. Das Vorgehen wird anhand des Beispiels einer Teichanlage, die in der zweiten Stufe durch eine Belebungsanlage erweitert wird, erläutert. Als Hilfsmittel für den Planer werden Matrizen zur Bewertung verschiedener Verfahrenskombinationen angegeben und es werden die Kombinationen Tropfkörper + Belebung, Belebung + Festkörperpackung, Teich + Tropfkörper, UASB-Reaktor + Teich und Membranreaktor + Teich beispielhaft erläutert.

In Kapitel 4.5 wird die Entwicklung eines Toolkits zur Bewertung und Visualisierung von Verfahrensvarianten erläutert. Die wesentlichen Schritte hierbei sind die Analyse, Auswahl und Anpassung von Modell- bzw. Bemessungsansätzen der verschiedenen Verfahren sowie die Definition quantitativer Ansätze für monetäre und nichtmonetäre Auswahlkriterien. Die Analyse alternativer Bemessungsansätze zeigt wieder die auch in anderen Kapiteln deutlich gewordenen großen Unterschiede in den Ergebnissen verschiedener Bemessungsansätze (beim Belebungsverfahren z. B. bis zu 250 %) und den maßgeblichen Einfluss der Abwassertemperatur.

### **Ausblick**

Der Leitfaden bietet eine Fülle von Informationen und Hilfsmitteln für eine Anpassung von Klärwerkstechnologien an die Verhältnisse in anderen Ländern. Zu verschiedenen qualitativ durchaus bekannten Phänomenen werden zum ersten Mal quantitative Empfehlungen vorgelegt. An erster Stelle steht hier der Einfluss der Abwassertemperatur. Sie ist in allen mit Fragen der Bemessung befassten Projekten als die wichtigste Größe zur Anpassung der Abwasserreinigungs- und Klärschlammbehandlungsverfahren an andere klimatische Verhältnisse zu berücksichtigen. Für die Leistungssteigerungen mit zunehmenden Abwassertemperaturen zeigen verschiedene Projekte vergleichbare Größenordnungen. Gleichzeitig wird aber auch in verschiedenen Projekten deutlich, dass diese Leistungssteigerungen, die in der Regel auch wesentlich kleinere Reaktorvolumina ermöglichen, ohne entsprechende Gegenmaßnahmen zu Betriebsproblemen wie Verschlämzung oder unzureichender Sauerstoffversorgung führen können.

Die Behandlung der breitgefächerten Thematik des Leitfadens in einem gemeinsamen Forschungsverbund kann auch für zukünftige Projekte beispielgebend sein. Sie ermöglicht den Blick auf einige, verschiedenen Verfahren gemeinsam zugrunde liegende Phänomene. Die Leistungssteigerung mit zunehmender Abwassertemperatur wurde bereits erwähnt. Ein weiterer in verschiedenen Projekten auftauchender und experimentell belegter Effekt ist die geringere Temperaturab-

hängigkeit von Nitrifikanten in einem Biofilm im Vergleich zu einer suspendierten Biomasse. Ein ähnliches Ergebnis ist die höhere Salztoleranz der Nitrifikanten im Reaktor mit getauchten Festbetten (Kapitel 2.6) im Vergleich zum Belebungsverfahren (Kapitel 2.2). Bei diesem Vergleich ist allerdings wegen der unterschiedlichen Versuchsdurchführung keine endgültige Aussage zulässig. Für die Simulationsprojekte erwies es sich als Vorteil, dass bei der Anpassung der Modelle auf Daten aus den Projekten zum Belebungsverfahren, zu Tropfkörpern, zu getauchten Festbetten und zur anaeroben Abwasserbehandlung zurückgegriffen werden konnte. Diese positiven Erfahrungen legen auch für die Zukunft die Schaffung von Verbundprojekten nahe, die den Austausch und den Vergleich von Ergebnissen verschiedener Projekte ermöglichen.

Es ist selbstverständlich, dass die in den jeweiligen Forschungsprojekten gewonnenen Ergebnisse und die hierauf aufbauenden Empfehlungen und Planungsinstrumente in nächster Zeit mit in der Praxis gewonnenen Erfahrungen zu vergleichen und fortzuschreiben sind. In diesem Sinne ist zu erwarten und zu wünschen, dass dieser Leitfaden zu weiteren Untersuchungen und zu Erfahrungsberichten anregt, und dies nicht nur in Deutschland, sondern insbesondere auch in den Zielregionen.

# Anlagen

Anlage 1: Stichwortverzeichnis

Anlage 2: Autoren und Ansprechpartner

Anlage 3: Teilprojekte des Verbundprojektes „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung, Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung“

Anlage 4: Umrechnungen häufig verwendeter Einheiten

Anlage 5: CD-ROM mit folgenden Inhalten:

- Ausführliche Schlussberichte der einzelnen Teilprojekte
- Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern als pdf-Datei

## Anlage 1: Stichwortverzeichnis

Abwasserreinigungskomponenten (Übersicht)	229
Abwasserteich	72, 113
Bemessung	74, 207, 248
Betrieb	80
Modellierung	203
Simulation	203
Algen	74, 204, 207
Anaerobverfahren	116
Bemessung	201, 249
Modellierung	199
Simulation	198
Aufwuchsverhalten	57
Auswahlkriterien (Verfahrensvergleich)	252
Belebungsanlage	
Bemessung	195, 247
Modellierung	194
Simulation	194
Belebungsanlage mit Aufstaubetrieb	11
Belebungsanlage mit vorgeschalteter Denitrifikation	13
Belüftung	27, 63
Temperaturkorrekturfaktor	30
$\alpha$ -Wert	27, 30
Belüftungskoeffizient	30
Belüftungssysteme	23
betriebsbedingte Störungen (Bioreaktor)	64
Bewässerung	130
Biofilmreaktor	33, 42, 57
Simulation	210
Biofilter	137
Biogas	122
CAPEX (Projektkosten)	179, 225
Chlor	108
CSB-Elimination	118
Denitrifikation	60
Desinfektion	82
nachgeschaltet	82, 106
Evaluierung (Anlagen)	252
Festbettmaterialien	62
Filtration	111
Langsamsandfiltration	112
Schnellfiltration	111
Füllmaterial	34, 211
getauchte Festbetten	57
Simulation	214
heiße Klimazonen	33, 52

Helminthen	82, 84, 96, 113, 135
hohe Salzgehalte	12, 61
hohe Temperaturen	33, 42
hygienische Mindestanforderungen	106
Klärschlamm	
aerobe Stabilisierung	154
anaerobe Stabilisierung	157
Brantkalkbehandlung	161
Kompostierung	163
Löschkalkbehandlung	162
solare Trocknung	168
Trockenbeetentwässerung	167
Vererdung	167
Kohlenstoffabbau	58
Kosten	254
Kosten (Begriffe)	178
Kostenbegriff	180
landesspezifische	55, 182
spezifische	227
life cycle assessment	186
Methanemissionen	116
Modellansätze	
ADM1	198
ASM1	210
ASM3	194
FUKA	216
Modellierung	
dynamische	188
einer Gesamtanlage	243
stationäre	243
Nährstoffnutzung	130
Nährstoffrückgewinnung	123
niedrige Zulaufkonzentrationen	12
Nitrifikation	14, 58, 131
Ökologie	252
OPEX (Projektkosten)	179, 225
Qualitätsanforderungen	105
Saisonaler Betrieb	131
Sauerstoff	
Bedarf	23ff
Zufuhr	27f
Scheibentauchkörper	42
Bemessungsempfehlung	45
BSB5-Scheibenbelastung	42ff
Energieverbrauch	49
Simulation	214
Temperatureinfluss	42
Temperaturkoeffizient	46ff

TKN-Scheibenbelastung	42ff
Schlammalter	14ff
Schlammindex	17
Schwellenkosten	224
Simulation	
dynamische	188
einer Gesamtanlage	243
stationäre	243
Stufenausbau	224
technisch-wirtschaftlicher Vergleich	229
Temperatur	
bei der Bemessung	246
Temperatureinfluss	12, 42, 58, 78
bei der Bemessung	248
Tropfkörper	33
Simulation	211
UASB-Reaktor	119
UV-Bestrahlung	82, 106
UV-Desinfektion	82, 108
Verdunstung	75, 77, 93, 168
Verfahrensketten	107
verfahrenstechnische Kombinationen	230
Verschlämmung	64
Wasserwiederverwendung	103, 123, 130

## Anlage 2: Personenverzeichnis

### Autoren und Ansprechpartner

**Dr.-Ing. Jens Alex**

ifak – Institut für Automation und Kommunikation e.V. Magdeburg  
Werner-Heisenberg-Str. 1  
39106 Magdeburg  
E-Mail: jens.alex@ifak.eu

**Dipl.-Ing. Michael Aubert**

GEA 2H Water Technologies GmbH  
Kalscheurener Straße 92  
50354 Köln-Hürth  
E-Mail: info2h@geagroup.com

**Dipl.-Ing. Alexander Bahrt**

Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg  
Zentrum für Ingenieurwissenschaften  
Professur für Umweltschutztechnik  
Geusaer Straße / Geb. 135  
06217 Merseburg  
E-Mail: alexander.bahrt@iw.uni-halle.de

**Dipl.-Geoökol. Katrin Bauerfeld**

Technische Universität Braunschweig  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft  
Pockelsstr. 2a  
38106 Braunschweig  
E-Mail: k.bauerfeld@tu-bs.de

**Dr.-Ing. Andreas Blank**

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
Bereich Siedlungswasserwirtschaft und Gewässergütewirtschaft  
Kaiserstrasse 12 / Geb. 50.40  
76131 Karlsruhe  
E-Mail: andreas.blank@kit.edu

**Dipl.-Ing. Markus Bombeck**

Institut für Umwelttechnik und Management  
an der Universität Witten/Herdecke gGmbH  
Alfred-Herrhausen-Straße 44  
58455 Witten  
E-Mail: bombeck@uni-wh-utm.de

**Prof. Dr.-Ing. Peter Cornel**

Technische Universität Darmstadt  
Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik  
Petersenstrasse 13  
64287 Darmstadt  
E-Mail: p.cornel@iwar.tu-darmstadt.de

**Dr.-Ing. Xiaohu Dai**

Passavant-Roediger GmbH  
Kinzigheimer Weg 104-106  
63450 Hanau  
E-Mail xiaohu.dai@passavant-roediger.de

**Prof. Dr.-Ing. Norbert Dichtl**

Technische Universität Braunschweig  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft  
Pockelsstr. 2a  
38106 Braunschweig  
E-Mail: n.dichtl@tu-bs.de

**PD Dr.-Ing. habil. Thomas Dockhorn**

Technische Universität Braunschweig  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft  
Pockelsstr. 2a  
38106 Braunschweig  
E-Mail: t.dockhorn@tu-bs.de

**Dipl.-Ing. Tim Fuhrmann**

Institut für Umwelttechnik und Management  
an der Universität Witten/Herdecke gGmbH  
Alfred-Herrhausen-Straße 44  
58455 Witten  
E-Mail: fuhrmann@uni-wh-utm.de

**Dr.-Ing. Stefan Grube**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: siwawi@rub.de

**M.Sc. Tobias Günkel**

Technische Universität Darmstadt  
Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik  
Petersenstraße 13  
64287 Darmstadt  
E-Mail: t.guenkel@iwar.tu-darmstadt.de

**em. Prof. Dr.-Ing. E.h., Ph.D. Hermann H. Hahn**

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
Bereich Siedlungswasserwirtschaft und Gewässergütewirtschaft  
Kaiserstrasse 12 / Geb. 50.40  
76131 Karlsruhe  
E-Mail: hermann.hahn@kit.edu

**Dipl.-Volkswirt Michael Harbach**

Institut für Umwelttechnik und Management  
an der Universität Witten/Herdecke gGmbH  
Alfred-Herrhausen-Straße 44  
58455 Witten  
E-Mail: harbach@uni-wh-utm.de

**Dipl.-Ing. Linda Hinken**

Leibniz Universität Hannover  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH)  
Welfengarten 1  
30167 Hannover  
E-Mail: hinken@isah.uni-hannover.de

**Prof. Dipl.-Ing. Erhard Hoffmann**

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
Bereich Siedlungswasserwirtschaft und Gewässergütewirtschaft  
Kaiserstrasse 12 / Geb. 50.40  
76131 Karlsruhe  
E-Mail: erhard.hoffmann@kit.edu

**Dipl.-Ing. Cornelia Hollek**

DWA - Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.  
Theodor-Heuss-Allee 17  
53773 Hennef  
E-Mail: hollek@dwa.de

**Prof. Dr. Harald Horn**

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft  
Am Coulombwall  
85748 Garching  
E-Mail: wga@bv.tum.de

**Dipl.-Ing. Jörg Kegebein**

GEA 2H Water Technologies GmbH  
Kalscheurener Straße 92  
50354 Köln-Hürth  
E-Mail: info2h@geagroup.com

**M.Sc. Oliver Kehl**

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft  
Am Coulombwall  
85748 Garching  
E-Mail: o.kehl@bv.tum.de

**Prof. Dr.-Ing. Heinz Köser**

Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg  
Zentrum für Ingenieurwissenschaften  
Professur für Umweltschutztechnik  
Geusaer Straße / Geb. 135  
06217 Merseburg  
E-Mail: heinz.koeser@iw.uni-halle.de

**Dr.-Ing. Jörg Krampe**

Universität Stuttgart  
Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft  
Bandtäle 2  
70569 Stuttgart  
E-Mail: joerg.krampe@iswa.uni-stuttgart.de.

**Dipl.-Ing. Ruben-Laurids Lange**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: ruben.lange@rub.de

**Dr.-Ing. Manfred Lübken**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: manfred.luebken@rub.de

**Dipl.-Ing. Martin Marggraff**

GEA 2H Water Technologies GmbH  
Kalscheurener Straße 92  
D-50354 Köln-Hürth  
E-Mail: info2h@geagroup.com

**Dott. Ing. Alessandro Meda**

Technische Universität Darmstadt  
Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik  
Petersenstrasse 13  
64287 Darmstadt  
E-Mail: a.meda@iwar.tu-darmstadt.de

**Dr.-Ing. David Montag**

RWTH Aachen  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft (ISA)  
Hainbuchenstraße 24  
52074 Aachen  
E-Mail: Montag@isa.rwth-aachen.de

**Prof. Dr.-Ing. Hermann Orth**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: siwawi@rub.de

**Prof. Dr.-Ing. Johannes Pinnekamp**

RWTH Aachen  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft (ISA)  
Mies-van-der-Rohe-Straße 1  
52074 Aachen  
E-Mail: pinnekamp@isa.rwth-aachen.de

**M.Sc. Fabio Chui Pressinotti**

Universität Stuttgart  
Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft  
Bandtäle 2  
70569 Stuttgart  
E-Mail: fabio.pressinotti@iswa.uni-stuttgart.de

**Prof. Dr.-Ing Karl-Heinz Rosenwinkel**

Leibniz Universität Hannover  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH)  
Welfengarten 1  
30167 Hannover  
E-Mail: rosenwinkel@isah.uni-hannover.de

**Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl-Ulrich Rudolph**

Institut für Umwelttechnik und Management  
an der Universität Witten/Herdecke gGmbH  
Alfred-Herrhausen-Straße 44  
58455 Witten  
E-Mail: mail@uni-wh-utm.de

**Prof. Dr. rer. nat. Michael Schlaak**

FH Emden-Leer  
Institut für Umwelttechnik – EUTEC  
Constantiaplatz 4  
26723 Emden  
E-Mail: schlaak@fho-emden.de

**Dr.-Ing. Sigurd Schlegel**

Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg  
Zentrum für Ingenieurwissenschaften  
Professur für Umweltschutztechnik  
Geusaer Straße / Geb. 135  
06217 Merseburg  
E-Mail: ust-mail@iw.uni-halle.de

**Dipl.-Ing. Florian Schmidlein**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: florian.schmidlein@rub.de

**Dipl.-Ing. Dirk Schweitzer**

System S&P – Dr. Scholz und Partner GmbH  
Ahornstr. 27  
74592 Kirchberg/Jagst  
E-Mail: dirk.schweitzer@system-s-and-p.de

**Dr.-Ing. Volker Spering**

Leibniz Universität Hannover  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH)  
Welfengarten 1  
30167 Hannover  
E-Mail: spering@isah.uni-hannover.de;

**Prof. Dr.-Ing. Heidrun Steinmetz**

Universität Stuttgart  
Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft  
Bandtäle 2  
70569 Stuttgart  
E-Mail: heidrun.steinmetz@iswa.uni-stuttgart.de

**Dipl.-Biol. Sabine Thaler**

DWA - Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.  
Theodor-Heuss-Allee 17  
53773 Hennef  
E-Mail: thaler@dwa.de

**Dr.-Ing. Maryna Tserashchuk**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: siwawi@rub.de

**Dr. rer. nat. Frank Uhlenhut**

FH Emden-Leer  
Institut für Umwelttechnik – EUTEC  
Constantiaplatz 4  
26723 Emden  
E-Mail: uhlenhut@fho-emden.de

**Dr.-Ing Ingo Urban**

Leibniz Universität Hannover  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH)  
Welfengarten 1  
30167 Hannover  
E-Mail: isah@isah.uni-hannover.de

**Prof. Dr.-Ing. habil. Martin Wagner**

Technische Universität Darmstadt  
Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik  
Petersenstraße 13  
64287 Darmstadt  
E-Mail: m.wagner@iwar.tu-darmstadt.de

**Dr.-Ing. Dirk Weichgrebe**

Leibniz Universität Hannover  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik (ISAH)  
Welfengarten 1  
30167 Hannover  
E-Mail: weichgrebe@isah.uni-hannover.de

**Prof. Dr.-Ing. habil. Marc Wichern**

Ruhr-Universität Bochum  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Universitätsstraße 150  
44780 Bochum  
E-Mail: marc.wichern@rub.de

## **Fachbeirat und wissenschaftliche Begleitung**

Prof. Dr. Bischof, Hochschule Amberg Weiden  
Dr. Stefan Gramel, KfW Entwicklungsbank  
Dipl.-Ing. Alexander Grieb, KfW Entwicklungsbank  
Prof. Dr. Martin Jekel, Technische Universität Berlin  
Dipl.-Ing. Volker Karl, KfW Entwicklungsbank  
Dr. Burkhard Teichgräber, Emschergenossenschaft Lippeverband  
Dr. Holger Scheer, Emscher Gesellschaft für Wassertechnik mbH  
Dr. Uwe Stoll, KfW Entwicklungsbank  
Dipl.-Ing. Klaus Weistroffer, GTZ – Deutsche Ges. für Techn. Zusammenarbeit

## **Koordination**

### **Gesamtkoordination**

Prof. Dr. Hermann Orth  
Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik  
Ruhr-Universität Bochum

### **Kernprojektkoordination**

Prof. Dr. Johannes Pinnekamp  
Institut für Siedlungswasserwirtschaft (ISA)  
RWTH Aachen

Prof. Dr. Peter Cornel  
Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik  
Technische Universität Darmstadt

Prof. Dr. Dr. Karl-Ulrich Rudolph  
Institut für Umwelttechnik und Management  
an der Universität Witten/Herdecke gGmbH

### **Projektträger**

Dr. Karl-Peter Knobel  
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
Projektträger Karlsruhe  
Wassertechnologie und Entsorgung (PTKA-WTE)

## **Anlage 3: Teilprojekte des Verbundprojektes „Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung, Teil II: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung“**

### **Rahmenprojekt 2A**

Koordination des Verbundprojektes und Erstellung des Leitfadens

Förderkennzeichen 02WA0539

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Hermann Orth

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Ruben-Laurids Lange

### **Rahmenprojekt 2B**

Öffentlichkeitsarbeit und Verbreitung der Ergebnisse

Förderkennzeichen 02WA0540

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef

Projektleiter: Dipl.-Biol. Sabine Thaler

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Cornelia Hollek

### **Teilprojekt A0**

Vertiefende Untersuchungen der Randbedingungen der Abwasserbehandlung und Koordinierung des Kernprojektes A „Abwasserbehandlung“

Förderkennzeichen 02WA0734

Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Institut für Siedlungswasserwirtschaft

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Johannes Pinnekamp

Projektbearbeiter: Dr.-Ing. David Montag

Dipl.-Ing. Kristina Haber

### **Teilprojekt A1**

Bemessungs- und Betriebsparameter des Belebungsverfahrens in Abhängigkeit von der Abwassertemperatur und stofflichen Eigenschaften

Förderkennzeichen 02WA0545

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Hermann Orth

Projektbearbeiter: Dr.-Ing. Stefan Grube

Dr.-Ing. Maryna Tserashchuk

**Teilprojekt A2**

Belüftungssysteme in kalten und warmen Klimaten

Förderkennzeichen 02WA0582

Technische Universität Darmstadt, Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. habil Martin Wagner

Projektbearbeiter: M.Sc. Tobias Günkel

**Teilprojekt A3.1**

Einsatz des Tropfkörperverfahrens unter verschiedenen länderspezifischen Einflussfaktoren

Förderkennzeichen 02WA0544

Universität Stuttgart, Institut für Siedlungswasserbau, Wassergüte- und Abfallwirtschaft

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Ulrich Rott

Prof. Dr.-Ing. Heidrun Steinmetz

Dr.-Ing. Jörg Krampe

Projektbearbeiter: M.Sc. Fabio Chui Pressinotti

**Teilprojekt A4.1.1**

Untersuchung, Modellierung und Demonstration der Leistungsfähigkeit und Flexibilität von Scheibentauchkörperanlagen

Förderkennzeichen 02WA0541

Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Wasser- und Gewässerentwicklung, Bereich Siedlungswasserwirtschaft und Wassergütewirtschaft

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. E.h., Ph.D Hermann H. Hahn

Prof. Dipl.-Ing. Erhard Hoffmann

Projektbearbeiter: Dr.-Ing. Andreas Blank

**Teilprojekt A4.1.2**

Demonstration der Leistungsfähigkeit und Flexibilität einer solarbetriebenen Scheibentauchkörperanlage

Förderkennzeichen 02WA0578

System S&P – Dr. Scholz & Partner GmbH, Kirchberg an der Jagst

Projektleiter: Dipl.-Ing. Roland Pfeiffer

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Dirk Schweitzer

**Teilprojekt A4.2.1**

Abwasserreinigung mit dem getauchten Festbettverfahren/Labor- und halbtechnische Untersuchungen zur Erarbeitung von Auslegungsgrundlagen für Exportmärkte

Förderkennzeichen 02WA0581

Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg, Institut für Umweltechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Heinz Köser

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Alexander Bahrt

**Teilprojekt A4.2.2**

Abwasserreinigung mit dem getauchten Festbettverfahren/Entwicklung und Erprobung von Kompaktanlagen für Exportmärkte

Förderkennzeichen 02WA0580

GEA 2H Water Technologies GmbH, Wettringen

Projektleiter: Dipl.-Ing. Martin Marggraff

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Michael Aubert

Dipl.-Ing. Jörg Kegebein

**Teilprojekt A5**

Bemessungs- und Betriebsparameter für Abwasserteiche und nachgeschaltete Desinfektionsanlagen in Abhängigkeit von den länderspezifischen Einflussfaktoren

Förderkennzeichen 02WA0543

Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl-Ulrich Rudolph

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Tim Fuhrmann

**Teilprojekt B0**

Vertiefende Untersuchungen der Randbedingungen an die Abwasserwiederverwendung und Reststoffentsorgung und –verwertung und Koordinierung des Kernprojektes B

Förderkennzeichen 02WA0735

Technische Universität Darmstadt, Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Peter Cornel

Projektbearbeiter: Dott. Ing. Alessandro Meda

**Teilprojekt B1**

Einsatzbedingungen und Verfahrensketten zur Wiederverwendung von kommunalem Abwasser

Förderkennzeichen 02WA0583

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Hermann Orth

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Florian Schmidlein

**Teilprojekt B2.1**

AnaKomA – Laborversuche zur Adaption der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung an außereuropäische Randbedingungen und deren Weiterentwicklung zur Nutzung des kommunalen Abwassers und des Biogases

Förderkennzeichen 02WA0546

Leibniz Universität Hannover, Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Rosenwinkel

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Linda Hinken

Dr.-Ing. Ingo Urban

**Teilprojekt B2.2**

AnaKomA – Halbtechnische Versuche zur Adaption der anaeroben Kommunalabwasserbehandlung an außereuropäische Randbedingungen und deren Weiterentwicklung zur Nutzung des kommunalen Abwassers und des Biogases

Förderkennzeichen 02WA0547

Passavant-Roediger GmbH, Hanau

Projektleiter: Dr.-Ing. Xiaohu Dai

**Teilprojekt B3**

Wasserwiederverwendung unter besonderer Berücksichtigung eines Sommer-/Winterbetriebs von Abwasserbehandlungsanlagen

Förderkennzeichen 02WA0584

Technische Universität Darmstadt, Institut IWAR, Fachgebiet Abwassertechnik

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Peter Cornel

Projektbearbeiter: Dott. Ing. Alessandro Meda

**Teilprojekt B4**

Klärschlammbehandlung und -verwertung unter anderen klimatischen und sonstigen Randbedingungen

Förderkennzeichen 02WA0733

Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Institut für Siedlungswasserwirtschaft

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Norbert Dichtl

Projektbearbeiter: PD Dr.-Ing. habil. Thomas Dockhorn

Dipl.-Geoökol. Katrin Bauerfeld

**Teilprojekt C0**

Vertiefende Untersuchungen und exemplarische Anwendung von ökonomischen Methoden und Kalkulationsgrundlagen der Abwasserklärung und Koordinierung des Kernprojektes C

Förderkennzeichen 02WA0736

Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl-Ulrich Rudolph

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Tim Fuhrmann

Dipl.-Volksw. Michael Harbach

**Teilprojekt C1.1**

Simulation von Belebungsanlagen mit den Modellansätzen ASM sowie Simulation von Anaerobanlagen und Teichanlagen

Förderkennzeichen 02WA0577

Technische Universität München, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. habil. Marc Wichern

Prof. Dr. Harald Horn

Projektbearbeiter: Dr.-Ing. Manfred Lübken

M.Sc. Oliver Kehl

**Teilprojekt C1.2**

Simulation von Belebungsanlagen mit dem kinetischen Ansatz FUKA sowie Simulation von Tropfkörpern und Tauchkörperanlagen

Förderkennzeichen 02WA0578

Fachhochschule Emden/Leer, Institut für Umwelttechnik – EUTEC

Projektleiter: Prof. Dr. rer. nat. Michael Schlaak

Projektbearbeiter: Dr. rer. nat. Frank Uhlenhut

**Teilprojekt C1.3**

Methoden zum effizienten Einsatz der dynamischen Simulation zur Analyse und Planung von Abwasserbehandlungsanlagen

Förderkennzeichen 02WA0579

Institut für Automation und Kommunikation e. V. Magdeburg

Projektleiter: Dr.-Ing. Jens Alex

**Teilprojekt C2**

Stufenausbaukonzepte für kommunale Kläranlagen unter verschiedenen landesspezifischen Randbedingungen

Förderkennzeichen 02WA0569

Institut für Umwelttechnik und Management an der Universität Witten/Herdecke gGmbH

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl-Ulrich Rudolph

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Markus Bombeck

**Teilprojekt C3.1**

Toolkit – Verfahrensevaluation

Förderkennzeichen 02WA0575

Technische Universität München, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. habil. Marc Wichern

Prof. Dr. Harald Horn

Projektbearbeiter: M.Sc. Oliver Kehl

**Teilprojekt C3.2**

Toolkit – Softwareumsetzung

Förderkennzeichen 02WA0576

Institut für Automation und Kommunikation e. V. Magdeburg

Projektleiter: Dr.-Ing. Jens Alex

## Anlage 4: Umrechnung häufig verwendeter Einheiten

US-Maßeinheit		SI-Einheit
Temperatur		
0 Fahrenheit (F)	=	-17,78 Celsius (°C)
32 F	=	0 °C
x F	=	(x-32) · 5/9 °C
Längenmaße		
1 inch (in.)	=	0,0254 Meter (m)
1 foot (ft.)	=	0,3048 m
1 mile (mi.)	=	1609,344 m
Flächenmaße		
1 square foot (sq. ft.)	=	0,0929 Quadratmeter (m <sup>2</sup> )
1 acre	=	4046,856 m <sup>2</sup>
1 square mile (sq. mi.)	=	2,599 Quadratkilometer (km <sup>2</sup> )
Raummaße bzw. Volumen		
1 cubic foot (cft.)	=	0,02832 m <sup>3</sup>
1 ccf (=100 cft.)	=	2,832 m <sup>3</sup>
1 US-Gallone (US.gal.)	=	3,7854 Liter (l)
1 acre-foot	=	1233,482 m <sup>3</sup>
Weitere Maße		
1 pound (lb)	=	0,4536 Kilogramm (kg)
1 US.gal./sq.ft.	=	40,7458 l/m <sup>2</sup>
1 cft./lb	=	0,06243 m <sup>3</sup> /kg
1 horsepower (hp)	=	0,7457 Kilowatt (kW)
10 <sup>6</sup> US-gallons per day (gpd)/ft.	=	517,47 m <sup>3</sup> /(m·h)
10 <sup>6</sup> gpd/sq.ft.	=	1697,74 m <sup>3</sup> /(m <sup>2</sup> ·h)
1 lb/sq.ft.	=	4,8824 kg/m <sup>2</sup>
1 lb/cft.	=	16,018 kg/m <sup>3</sup>
1 million US-gallons per day (mgd)	=	3785,41 m <sup>3</sup> /d